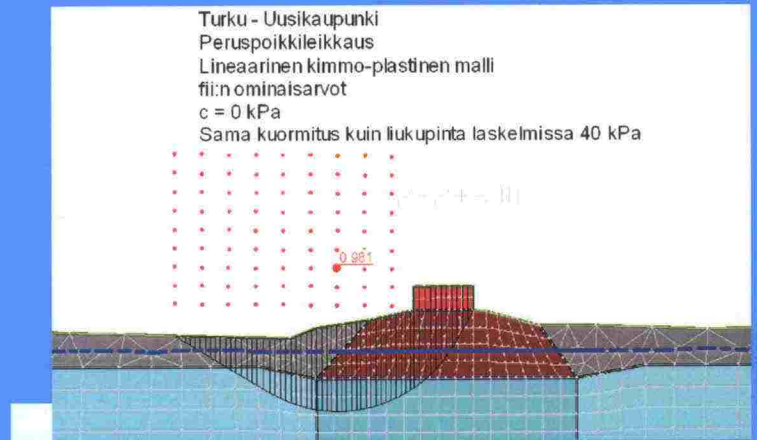


Radan stabiiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet

Kirjallisuustutkimus ja
laskennallinen tausta-aineisto



RATAHALLINTOKESKUS
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN

Ratahallintokeskuksen
julkaisuja A 10/2006

Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet.
Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto.

Helsinki 2006

Ratahallintokeskus

Ratahallintokeskuksen julkaisu A 10/2006

ISBN 952-445-165-4 (nid.)

ISBN 952-445-166-2 (pdf)

ISSN 1455-2604

Julkaisu pdf-muodossa: www.rhk.fi

Kannen ulkoasu: Proinno Design Oy, Sodankylä

Kansikuva: Jaakko Heikkilä

Helsinki 2006

Radan stabiilitetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Ratahallintokeskus, Rataverkko-osasto. Helsinki 2006. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. 319 sivua. ISBN 952-445-165-4, ISBN 952-445-166-2 (pdf), ISSN 1455-2604.

Avainsanat: Stabiilitetti, ratapenkereet, tehokkaat parametrit, turvepehmeiköt, huokospaineen käsittely

TIIVISTELMÄ

Pengerten vakavuuden määrittämisessä vallinnut kokonaisvarmuusmenettely on osoittautunut perusteiltaan ja soveltuvuudeltaan epämääräiseksi. Tämä on aiheuttanut epävarmuutta laskentojen soveltamisessa ja tarkastuksessa. Käytäntö on vaihdellut myös Pohjoismaissa. Osavarmuuksiin ja tehokkaisiin parametreihin perustuva menettely on muodostunut tärkeäksi tavaksi arvioida vakavuutta. Junien akselipainojen korotus edellyttää olemassa olevien penkereiden laskennallista uudelleen arviointia kohonneen kuorman suhteen. Laskentojen tekeminen on osoittautunut vaikeaksi ja valitusta menetelmästä riippuvaksi. Ongelmia on edelleen tuottanut turpeen vaikutus penkereessä.

Tutkimushankkeen perusteella aikaisempi ratapenkereiden laskentaperiaate on korvattu uudella laskentaperiaateella, joka vastaa paremmin maa-rakennesysteemin todellista kapasiteettia. Hankkeen tuloksena on luotu varsinainen suunnitteluohje (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15) ja sen taustaksi koottu kirjallinen sekä laskennallinen tausta-aineisto seuraavan sisällysluettelon mukaisesti:

- kirjallisuustutkimus: staattinen osa, dynaaminen osa, turveosa
- maasto- ja laboratoriotutkimukset
- laskentaosa (staattinen osa, dynaaminen kuormarasitus)

Kirjallisuustutkimuksen staattisessa osiossa on tarkasteltu rautatiepenkereiden stabiilitetin taustateoriaa suhteessa laskentamenetelmiin, parametreihin, huokospaineen käsittelyyn ja kuormien huomioon ottamiseen. Osiossa on käsitelty myös pohjoismaisen käytännön vaikutuksia. Dynaamisessa osiossa on käsitelty junakuorman dynaamisuuden, kuormitusnopeuden, kuorman syklistyksen ja huokospaineen kumuloitumisen vaikutuksia stabiilitettiin. Turvetta käsittelevässä osiossa on tarkasteltu turpeen geoteknisiä ominaisuuksia, vakavuuden ja painumien laskentaan käytettyjä menetelmiä, kenttä- ja laboratoriotutkimuksia sekä Ruotsissa ja Japanissa eräillä rataosuuksilla tehtyjen kokeiden tuloksia.

Maasto- ja laboratoriotutkimusten osalta on kartoitettu nykyinen käytäntö menettelytavoista. Maastotutkimusten osalta on suoritettu Tielaitoksen toimesta työryhmän Länsivaara, Heikkilä, Koskinen laatima ohjelma kolmessa kohteessa (Kotka–Kouvola km 236+300, Tampere–Seinäjoki km 312+300 ja Turku–Uusikaupunki km 222+600), josta saadut näytteet on tutkittu TTY:n ja TKK:n geolaboratorioissa.

Laskentaosan staattisessa osiossa on tarkasteltu kokonaisvarmuus- ja osavarmuusmenettelyn sekä tehokkaan ja suljetun lujisuuden eroja tuloksiin. Erityistä painoa on asetettu huokospaineen huomioon ottamiseen ja siten tehokkaiden jännitysten käsittelyn vaikutuksiin laskentatuloksiin ja varmuustasoihin. Dynaamisessa kuormarasitusosiossa on 3D-mallin avulla tarkasteltu Turku–Uusikaupunki km 222+600 kohteen lähtötiedoilla liikkuvan junan aikaansaamia rasituksia maapohjassa vertailuksi staattiseen stabiilitetitarkasteluun ennen kaikkea huomioiden toistuvan kuormituksen aikaansaama huokospaineen generoituminen ja sen vaikutus tehokkaisiin lujuusparametreihin.

Beräkning av banans stabilitet, existerande banvallar. Litteraturforskning och kalkylmässigt bakgrundsmaterial. Banförvaltningscentralen, Bannätsavdelningen. Helsingfors 2006. Banförvaltningscentralens publikationer A 10/2006. 319 sidor. ISBN 952-445-165-4, ISBN 952-445-166-2 (pdf), ISSN 1455-2604.

Nyckelord: stabilitet, banvall, effektiva parametrar, mjukområden av torv, behandling av portryck

SAMMANDRAG

Förfarandet för total säkerhet vid bestämning av banvallarnas stabilitet har visat sig vara inexact vad gäller grunder och anpassning. Detta har orsakat ovisshet vid tillämpningen och granskningen av kalkyler. Praxisen har varierat även i de nordiska länderna. Metoden som grundar sig på delvis säkerhet och effektiva parametrar har blivit ett viktigt sätt att bedöma stabiliteten. Højningen av tågens axeltryck förutsätter att de befintliga banvallarna granskas vad gäller de höjda lasterna. Utförandet av beräkningar har visat sig svårt och beroende av den metod som man valt. Hur torven påverkar banvallen har fortfarande fört med sig problem.

Grunden till forskningsprojektet har sålunda varit behovet att uppdatera beräkningsprincipen för banvallarnas stabilitet, så att den bättre motsvarar markstrukturens verkliga kapacitet. Som resultat av projektet har en verklighetsbaserad planeringsinstruktion (Banförvaltningscentralens publikation B 15) skapats. Ett skriftligt och kalkylmässigt bakgrundsmaterial har samlats, i enlighet med följande innehållsförteckning:

- litteraturforskning (statisk del, dynamisk del, torvdel)
- terräng- och laboratorieundersökningar,
- kalkyleringsdelen (statisk del, lastens dynamiska belastning).

I litteraturforskningens statiska del har man granskat bakgrundsteorin för banvallarnas stabilitet i förhållande till beräkningsmetoderna, parametrarna, behandlingen av portryck samt i beaktande av lasterna. I den här delen har man även granskat verkningarna av nordisk praxis. I den dynamiska delen har man undersökt hur tåglastens dynamiskhet, belastningshastighet, lastens cykler och kumuleringen av portrycket påverkar stabiliteten. I den del som torven behandlas har man kollat upp torvens geotekniska egenskaper, stabiliteten och metoderna som använts för beräkning av sättningar, fält- och laboratorieundersökningarna samt provresultat från vissa banavsnitt i Sverige och Japan.

För **terräng- och laboratorieundersökningarnas** del har man kartlagt tillvägagångssättens gällande praxis. Vad gäller terrängundersökningarna har på Vägverkets initiativ arbetsgruppen Länsivaaras, Heikkiläs och Koskinens program genomförts på tre ställen (Kotka–Kouvola km 236+300, Tammerfors–Seinäjoki km 312+300 och Åbo–Nystad km 222+600). De erhållna proven har undersökts vid geolaboratorierna vid Tammerfors tekniska högskola och Tekniska högskolan i Esbo.

I **kalkyleringsdelens** statiska del har man undersökt skillnaderna i resultaten mellan totalsäkrings- och delsäkringsmetoden samt mellan den effektiva och slutna hållfastheten. Speciell vikt har fästs vid beaktandet av portrycket och därmed effekterna av behandlingen av effektiva spänningar på kalkyleringsresultaten och säkerhetsnivåerna. I den dynamiska delen för tåglastens belastning har man med hjälp av 3D-modellen undersökt de belastningar som ett tåg i rörelse åstadkommit på jordgrunden på sträckan Åbo–Nystad km 222+600 som jämförelse med statisk stabilitetsundersökning. Då har man framför allt tagit i betraktande vad en återkommande belastning får till stånd gällande genereringen av portrycket och dess inverkan på de effektiva hållfasthetsparametrarna.

Track stability calculation, existing embankments. Literature research and computational background material. Finnish Rail Administration, Rail Network Department. Helsinki 2006. Publications of the Finnish Rail Administration A 10/2006. 319 pages. ISBN 952-445-165-4, ISBN 952-445-166-2 (pdf), ISSN 1455-2604.

Key words: Stability, railway embankments, effective parameters, peaty loose soil, handling of pore pressure

SUMMARY

The total safety factor, the prevailing method in determining embankment stability has turned out to be vague in its essentials and suitability. This has created uncertainty in applying and verifying calculations. Practices have varied also in the Nordic countries. A method based on partial safety factors and effective parameters has become an important method in evaluating stability. Increasing train axle weight requires inspections of existing embankments with regard to the increased load. Performing calculations has turned out to be difficult and dependent on the method used. Problems have been caused by the effect of peat in embankments.

The basis of the research project has therefore been to update the calculation principles of railway embankment stability to better correspond to the actual capacity of the soil-structure interaction system. The code of practice, publication B 15 of the Finnish Rail Administration, was drawn up as a result of the project and a literary and computational background material was put together in accordance with the following table of contents:

- Literature research (static part, dynamic part, peat part)
- Field and laboratory research
- Computational part (static part, dynamic load stress).

The literature research's static part looks at the background theory of railway embankment stability in relation with computational methods, parameters, handling of pore pressure and taking into account of loads. The part also deals with effects of the Nordic practice. The dynamic part deals with effects of train load dynamics, rate of loading, load cyclicity and accumulation of pore pressure on stability. The part dealing with peat looks at geotechnical properties of peat, methods used in calculations of stability and depressions, field and laboratory research and results from experiments conducted on certain line sections in Sweden and Japan.

Field and laboratory research involved mapping current practices. In field research a Finnish Road Administration workgroup with members Lämsivaara, Heikkilä, Koskinen collected samples from three locations (Kotka–Kouvola km 236+300, Tampere–Seinäjäki km 312+300 and Turku–Uusikaupunki km 222+600), which were analysed in geological laboratories of Tampere University of Technology and Helsinki University of Technology.

The computational part's static part looks at differences in results for total safety factor and partial safety factors as well as effective and undrained strength. Particular attention was placed on taking into account pore pressure and thus effects of handling of effective stress on computational results and safety levels. In the dynamic load stress part a 3D model was used to look at stress caused by a moving train in the ground (basic data from location Turku–Uusikaupunki km 222+600) as comparison material in static stability examination taking into account first and foremost the generation of pore pressure caused by recurrent strain and its effects on effective strength parameters.

ESIPUHE

Ratahallintokeskus käynnisti tammikuussa 2004 tutkimushankkeen, jonka tarkoituksena oli päivittää ratapenkereiden stabiliteetin laskentaperiaate vastaamaan paremmin maa-rakennesysteemin todellista kapasiteettia. Tähän julkaisuun on koottu tutkimushankkeen kirjallinen ja laskennallinen tausta-aineisto.

Työryhmässä ovat olleet mukana Jouko Suomalainen, Mauri Koskinen ja Seppo Hakala Oy VR-Rata Ab:stä, Jaakko Heikkilä Arcus Oy:stä, Jouko Törnqvist VTT:ltä, Tim Länsivaara Tampereen Teknisestä Yliopistosta (TTY), Pauli Vepsäläinen Teknillisestä korkeakoulusta (TKK) sekä turpeen osalta professori Eero Slunga. Ratahallintokeskuksesta mukana ovat olleet Kari Ruuhonen, Matti Levomäki ja Erkki Mäkelä.

Helsingissä, joulukuussa 2006

Ratahallintokeskus
Rataverkko-osasto

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
SAMMANDRAG.....	4
SUMMARY.....	5
ESIPUHE.....	6
1 STAATTINEN OSA.....	11
1.1 Tiivistelmä.....	11
1.2 Yleistä.....	12
1.2.1 Tehtävän rajaus.....	12
1.2.2 Laskentamenetelmät.....	12
1.3 Stabiiliteetin laskenta lamellimenetelmällä, teoria.....	13
1.3.1 Tehokkaiden jännitysten menetelmä, $c' - \varphi'$	13
1.3.2 Huokospaine u	13
1.3.3 Myötöpinnan ”romahtaminen”.....	19
1.3.4 Paikallinen ja lamellimenetelmän kokonaisvarmuus.....	22
1.3.5 Kuormien jakaantuminen.....	23
1.3.6 Kokonaisjännitysten menetelmä, $\varphi = 0$	24
1.4 Lamellimenetelmän parametrit.....	25
1.4.1 Tehokkaat parametrit $c' - \varphi'$	25
1.4.2 Kiinteä lujuus (suljettu tila) $\tau = f(z)$	28
1.4.2.1 Perinteinen kokemusperäinen tarkastelu.....	28
1.4.2.2 Myötöpinnan ”romahtamiseen” perustuvat tarkastelut.....	38
1.5 Varmuuskertoimista.....	41
1.6 Mitoituskäytäntö Pohjoismaissa.....	42
1.6.1 Johdanto.....	42
1.6.2 Varmuuskertoimet.....	42
1.6.3 Kuormat.....	43
1.6.4 Parametrien määrittäminen ja stabiiliteetin laskenta.....	44
1.7 Kirjallisuusluettelo.....	48
2 DYNAAMINEN OSA.....	51
2.1 Johdanto.....	51
2.2 Esipuhe.....	72
2.3 Tausta.....	72
2.4 Ongelmanasettelu.....	72
2.5 Junan ohituksen aiheuttama kuormitus.....	75
2.6 Maaperän geoteknisten ominaisuuksien vaikutus dynaamisessa kuormitustapauksessa.....	78
2.7 Mitoitusperiaatteita.....	80
3 RAUTATIEPENGERRIN TURVEALUEELLA.....	86
3.1 Tiivistelmä.....	86
3.2 Sovellusala.....	87
3.3 Turveluokitukset.....	87
3.4 Turpeen geotekniset ominaisuudet.....	89
3.4.1 Yleistä.....	89

3.4.2	Kokoonpuristuvuusominaisuudet	91
3.4.3	Vedenläpäisevyys.....	95
3.4.4.	Leikkauslujuus.....	96
3.4.4.1	Yleisesti käytettyjä menetelmiä.....	96
3.4.4.2	Leikkauslujuus vanhan penkereen alla.....	100
3.4.4.3	Leikkauslujuuden määrittäminen suoralla leikkauksella.....	104
3.4.5	Turpeen käyttäytyminen syklisen kuormituksen alaisena.....	107
3.5	Penkereen vakavuuden laskeminen.....	108
3.5.1	Alustavat laskelmat	108
3.5.2	Yksityiskohtaiset vakavuuslaskelmat	109
3.5.2.1	Yleistä.....	109
3.5.2.2	Laskentamenetelmät	110
3.5.2.3	Kolmiulotteiset vaikutukset	111
3.5.3	Osavarmuusanalyysit	112
3.6	Penkereen painuman laskeminen	112
3.7	Kenttä- ja laboratoriotutkimuksia koskevia suosituksia turvemaassa	112
3.7.1	Kenttätutkimukset	112
3.7.1.1	Yleistä.....	112
3.7.1.2	Koetinkairaukset	112
3.7.1.3	Näytteenotto	113
3.7.1.4	Siipikairaus.....	114
3.7.1.5	Huokospaineen ja vedenpinnan korkeuden mittaukset.....	115
3.7.1.6	Muut kenttätutkimukset	115
3.7.2	Laboratoriotutkimukset	115
3.7.2.1	Rutiinitutkimukset.....	115
3.7.2.2.	Kokoonpuristuvuuskokeet	115
3.7.2.3	Leikkauslujuuden määrittäminen.....	116
3.7.3	Tutkimukset vanhan penkereen läpi	116
3.8	Kokemusperäiset yhteydet.....	116
3.9	Kenttämittaukset – Malmaban 1280+360	118
3.9.1	Yleistä.....	118
3.9.2	Päätelmiä junan ohituksen aikana tehtyjen kenttämittausten perusteella	119
3.9.3	Pitkäaikaiset mittaukset.....	120
3.10	Yhteenveto ja suosituksia	121
3.10.1	Yleistä.....	121
3.10.2	Leikkauslujuuden määrittäminen turpeessa.....	121
3.10.3	Liikenteen aiheuttamat painumat	122
3.10.4	Pysyvien kuormien aiheuttamat painumat.....	123
3.11	Vanhan penkereen vakavuuden analysointi	123
3.12	Turpeen dynaamiset moduulit	124
3.12.1	Hokkaido-turpeen ja Malmabana-turpeen vertailu	124
3.12.2	Initiaalileikkausmoduuli G_{max}	124
3.12.3	Ekvivalentti leikkausmoduuli G	124
3.12.4	Poissonin luku ν	125
3.12.5	Malmabana – Poikkileikkaus Nuortikon.....	125
3.12.5.1	Initiaalileikkausmoduuli G_{max}	126
3.12.5.2	Ekvivalentti leikkausmoduuli G	126
3.13	Numeeriset laskelmat.....	128
3.14	Kirjallisuusluettelo	129
3.15	Liitteet	131

4	LABORATORIOKOERAPORTTI	156
4.1	Johdanto	156
4.2	Luokituskokeiden tulokset	158
4.3	Ödometrikokeet	165
4.4	Kolmiakσιαalikokeet	169
4.4.1	Yleistä	169
4.4.1.1	Penkereen alta tehdyt kokeet	169
4.4.1.2	Penkereen vierestä tehdyt kokeet	170
4.4.2	Tehokkaat lujuusparametrit	172
4.4.2.1	Kotka-Kouvola-kohteen tehokkaat lujuusparametrit	172
4.4.2.2	Tampere-Seinäjoki-kohteen tehokkaat lujuusparametrit	176
4.4.2.3	Turku-Uusikaupunki-kohteen tehokkaat lujuusparametrit	180
4.4.2.4	Ero anisotrooppisesti ja isotrooppisesti konsolidoiduilla näytteillä	181
4.4.2.5	Ero penkereen alta ja vierestä otetuilla näytteillä	182
4.4.2.6	Lujuusparametrien määrittäminen eri kuvaajien avulla	182
4.4.2.7	Jännitystason vaikutus	184
4.4.3	Suljettu leikkauslujuus	185
4.4.3.1	Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen	185
4.4.3.2	Kotka-Kouvola-kohteen suljetun leikkauslujuuden arvot	186
4.4.3.3	Tampere-Seinäjoki-kohteen suljetun leikkauslujuuden arvot	187
4.4.3.4	Turku-Uusikaupunki-kohteen suljetun leikkauslujuuden arvot	188
4.4.3.5	Lujittuminen	189
5	LASKENTAOSA	194
5.1	Staattinen osa	194
5.1.1	Osa A, peruspoikkileikkaukset ominaislujuuksilla laskettuina	194
5.1.2	Osa B1, kokonaisvarmuuden ja osavarmuuksien vertailu, $F_{\text{kok}} = 1,5$	215
5.1.3	Osa B2, kokonaisvarmuuden ja osavarmuuksien vertailu, $F_{\text{kok}} = 1,8$	231
5.1.4	Osa C, tilastollinen analyysi ja herkkyysanalyysi, Tampere-Seinäjoki, $c' - \varphi' / S_u$	239
5.1.5	Osa D, liukupinnan paikka ja penkereen huomiointi	247
5.1.6	Osa E, herkkyystarkastelut	254
5.1.7	Osa F, Turku-Uusikaupunki, FEM-laskenta	259
5.2	Dynaaminen kuormarasitus - huokospaineen kehittyminen ratapenkereessä	281
5.2.1	Johdanto	281
5.2.2	Tarkastelun lähtökohdat	282
5.2.2.1	Geometria ja pohjasuhteet	282
5.2.2.2	Maakerrosten parametrit	283
5.2.2.3	SASW-mittauksen tarkistus	284
5.2.2.4	Vaimennus mallinnuksessa	286
5.2.3	ABAQUS-laskennat	291
5.2.3.1	Laskentamalli	291
5.2.3.2	Kuormitus	293
5.2.4	Laskentatulosten jatkokäsittely	295
5.2.4.1	ABAQUS-laskennan yhden telin kuormasta kahden vaunun akselikuormiin	295
5.2.4.2	Huokospaineen kumuloitumisen laskenta	302
5.2.4.3	Huokospainejakautuma	303
5.2.4.4	Vaikutus varmuuskertoimeen	306
5.2.5	Huokospainelaskelmien laajennus	308
5.2.5.1	Huokospaineen kasvu dynaamisessa kuormituksessa - teoriaa	308

5.2.6 Huokospaineen kasvun arviointi käytännön hankkeissa stabiliteettitarkasteluihin.....	315
5.2.7 Kirjallisuusluettelo	319

1 STAATTINEN OSA

1.1 Tiivistelmä

Kappaleessa 2 tarkastellaan laskentamenetelmien teorioita.

Maan lujuus noudattaa tehokkaita jännityksiä. Tästä syystä on loogista laskea stabiilitteetti tehokkaiden parametrien perusteella. Tehokkaiden jännitysten menetelmä yhdistettynä lamellimenetelmään sisältää kuitenkin seuraavat heikkoudet.

Ensimmäinen $c'-\varphi'$ -analyysin ongelma liittyy huokospaineeseen. Sen laskennallinen määrittäminen painuvan penkereen alla on vaikeaa, mistä syystä laskelmien tulee perustua mitattuun huokospaineeseen. Lamellimenetelmässä huokospaine on murtotilassa sama kuin käyttötilassa. Huokospaine kuitenkin todellisuudessa kasvaa lähestyttäessä murtotilaa. Lähellä murtoa huokospaine nousee lisäkuormaa nopeammin. Ilmiö liittyy maan myötöpehmenemiseen pienillä kokonaisvarmuuden tasoilla. Suljettu lujuus taas perustuu murtotilassa tehtyihin mittauksiin ja murtotilan huokospaineeseen. Tästä johtuen eivät varmuuskertoimet $c'-\varphi'$ -analyysissä ja vastaavasti suljetulla lujuudella laskettuna ole samoja. Ero on keskimäärin suuruusluokkaa 25...50 %.

Toinen $c'-\varphi'$ -analyysin ongelma liittyy siihen, että kuormat siirtyvät suoraan murtopinnalle. Tämä vääristää lujuutta.

Kolmas ongelma liittyy siihen, että lamellimenetelmässä käytetään koko liukupinnalla samaa varmuuskerrointa, vaikka lujuuden mobilisaatio on erilainen murtopinnan eri osissa.

Kokonaisjännitysten menetelmässä leikkauslujuus ei riipu liukupinnan normaali-jännityksestä ja huokospaineesta kaavan $\sigma_n' = \sigma_n - u$ mukaan. Tällöin vältetään useimmat esitetyistä $c'-\varphi'$ -analyysin virheistä. Tämä ei poista sitä tosiasiaa, että lujuus määräytyy tehokkaiden jännitysten mukaan ja on näin ollen ajasta riippuva. Eri kokonaisjännitysten laskentamenetelmät poikkeavatkin toisistaan lähinnä kiinteän lujuusprofiilin määrittämisen suhteen.

Kappaleessa 3 tarkastellaan eri parametrejä ja niiden määrittämistä.

Tehokkaat parametrit $c'-\varphi'$ voidaan määrittää joko ylikonsolidoituneelta alueelta, normaalikonsolidoituneelta alueelta tai suurilla muodonmuutoksista vastaten. Ylikonsolidoituneen alueen parametrit eivät ole käyttökelpoisia penkereen alla. Suuria muodonmuutoksia vastaavia $c'-\varphi'$ arvoja käytettäessä pitäisi laskennan perustua myötöpehmenemiseen. Tämä ei nykyisissä ohjelmissa ole mahdollista. Jäljelle jää normaalikonsolidoituneelta alueelta määritetyt $c'-\varphi'$. Tällöin pitää muistaa, että parametrit vastaavat murtolujuutta ts. lujuuden maksimi-arvoa.

Suljettua lujuutta on käsitelty perinteisen redusoinnin näkökulmasta. Mitattuun lujuuteen vaikuttavista tekijöistä on käsitelty seuraavia: anisotropia, asennusvaiheen huokospaineen nousu, häiriintyminen, koenopeus ja siivikon murtopinnan koko.

Edellisen lisäksi on suljettua lujuutta käsitelty ns. myötöpinnan ”romahtamisen” kannalta. Ilmiö liittyy maan rakenteen murtumiseen siirryttäessä normaalikonsolidoidulle alueelle. Jäännöslujuuden todetaan olevan ainoa jännityspolusta

riippumaton lujuusarvo. Sen laskemiseksi esitetään kaavaa $s_u = \alpha \cdot \sigma_c'$. Tarkastelu johtaa siihen, että eräät tutkijat pitävät siipikairauksen redusoimista penkereen alta mitattaessa tarpeettomana.

1.2 Yleistä

1.2.1 Tehtävän rajaus

Tämä tutkimus koskee vanhojen ratapenkereiden stabiliteetin laskentaa pääosin epäorgaanisessa koheesiomaassa. Orgaanisen aineksen vaikutusta on tutkittu tarkemmin liitteessä /28/. Tavoitteena on määrittää laskentaprosessi, joka sopii suurten poikki-leikkausmäärien käsittelyyn käytännön suunnittelussa ottaen huomioon penkereen alla tapahtuneen lujittumisen ja junakuorman lyhytaikaisen vaikutuksen. Jotta lopputulos soveltuu käytännön mitoitukseen, keskitytään asiaa pääosin tarkastelemaan klassisten liukupintamenetelmien kannalta.

Tässä osassa rajaudutaan tarkastelemaan asiaa staattisen kuorman kannalta. Vaikka junakuorma on yleensä dynaamista, saattaa staattinen tilanne olla mitoittava (seisova juna). Tämä johtuu toisaalta leikkauslujuuden pienemmästä arvosta pitkäaikaisen kuorman vaikuttaessa ja toisaalta huokospaineen nousuun mahdollisesti tarvittavan ajan riittävästä pituudesta. Tällöin rajataan pois tilanteet, joissa tapahtuu dynaamista vahvistumista ts. junanopeus ylittää arvon $0.6 \cdot$ maan leikkausaallon nopeus.

1.2.2 Laskentamenetelmät

Penkereen stabiliteetti voidaan laskea joko perustuen kontinuumimekaniikkaan tai koko rakenteen tasapainon rajatilaan. Edellisessä laskelmat perustuvat yleensä FEM-analyysiin ja jälkimmäisessä liukupinta-analyysiin.

FEM-laskelmassa laskettua leikkausjännitystä verrataan materiaalin leikkauslujuuteen. Tällöin päädytään erilaisiin leikkauslujuuden mobilisaatioasteisiin maamassassa. Murtuma tapahtuu, kun maan leikkausjännitys saavuttaa leikkauslujuuden yhtenäisellä alueella penkereen alla. Menetelmällä ei saada yhtä ”selkeää” varmuuskerrointa, vaan varmuustaso vaihtelee maakerrosten eri osissa, ns. paikallinen varmuus.

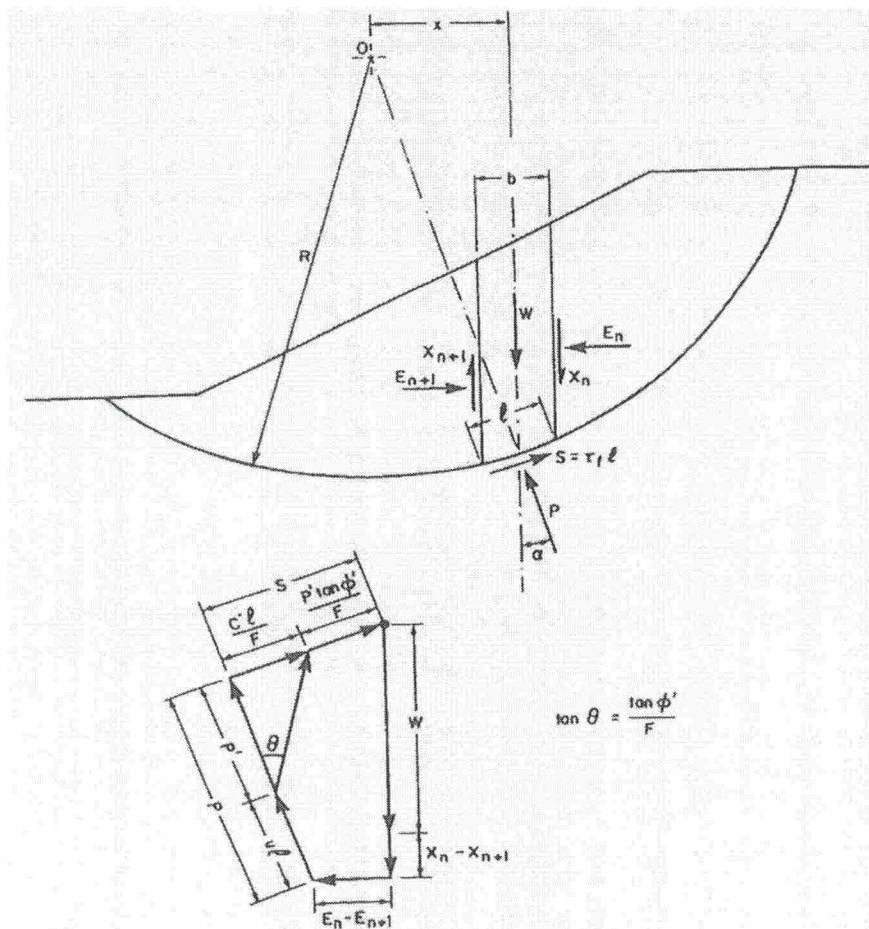
Liukupintalaskelmassa määritetään koko liukuvan massan tasapainon saavuttamiseksi tarvittava osuus maan leikkauslujuudesta. Tämän ”osuuden” käänteisarvo on liukupinnan kokonaisvarmuuskerroin. Menetelmällä määritetään koko liukuvalla massalla yhteinen varmuuskerroin. Liukupintalaskelma tehdään yleensä lamellimenetelmällä käyttäen joko suljetun tilan lujuutta s_u tai tehokasta lujuutta $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$.

1.3 Stabiliateetin laskenta lamellimenetelmällä, teoria

Kappale perustuu seuraaviin lähdeoteuksiin: /7/, /5/, /24/, /12/, /28/, /36/

1.3.1 Tehokkaiden jännitysten menetelmä, $c' - \phi'$

Kokemuksen mukaan maan käytös noudattaa tehokkaita jännityksiä. Kuvassa 1 on esitetty lamellimenetelmän periaate.

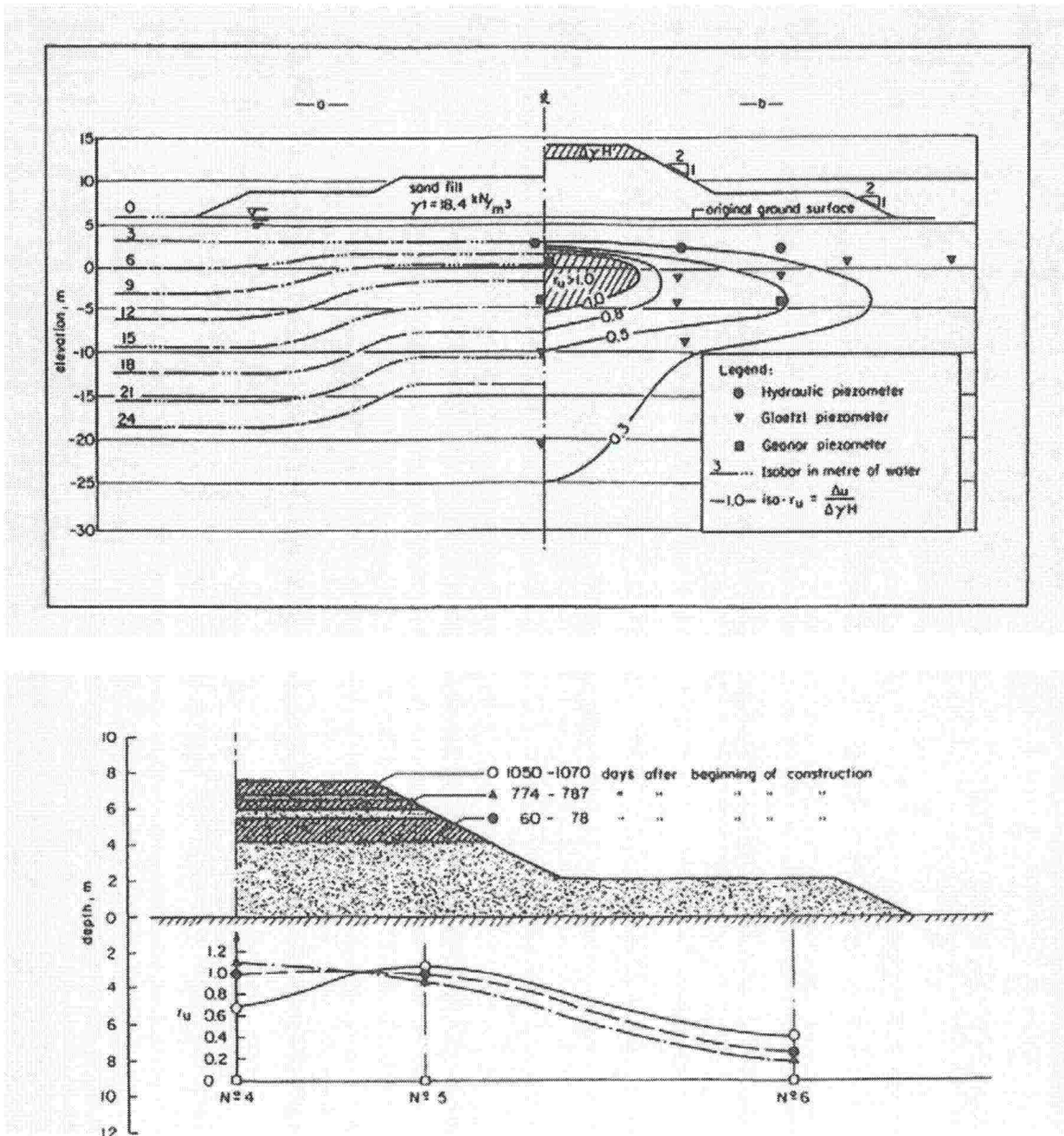


Kuva 1. Lamellimenetelmän periaate, Bishop 1955. /24/

Kuvasta nähdään, että liukupinnalla vallitsevan lujuuden määrittämiseksi on tiedettävä vastaava tehokas normaali-jännitys σ'_n , mikä edellyttää huokospaineen u tuntemista. Keskeinen osa $c' - \phi'$ -menetelmään kohdistuneesta keskustelusta liittyykin huokospaineen suuruuteen.

1.3.2 Huokospaine u

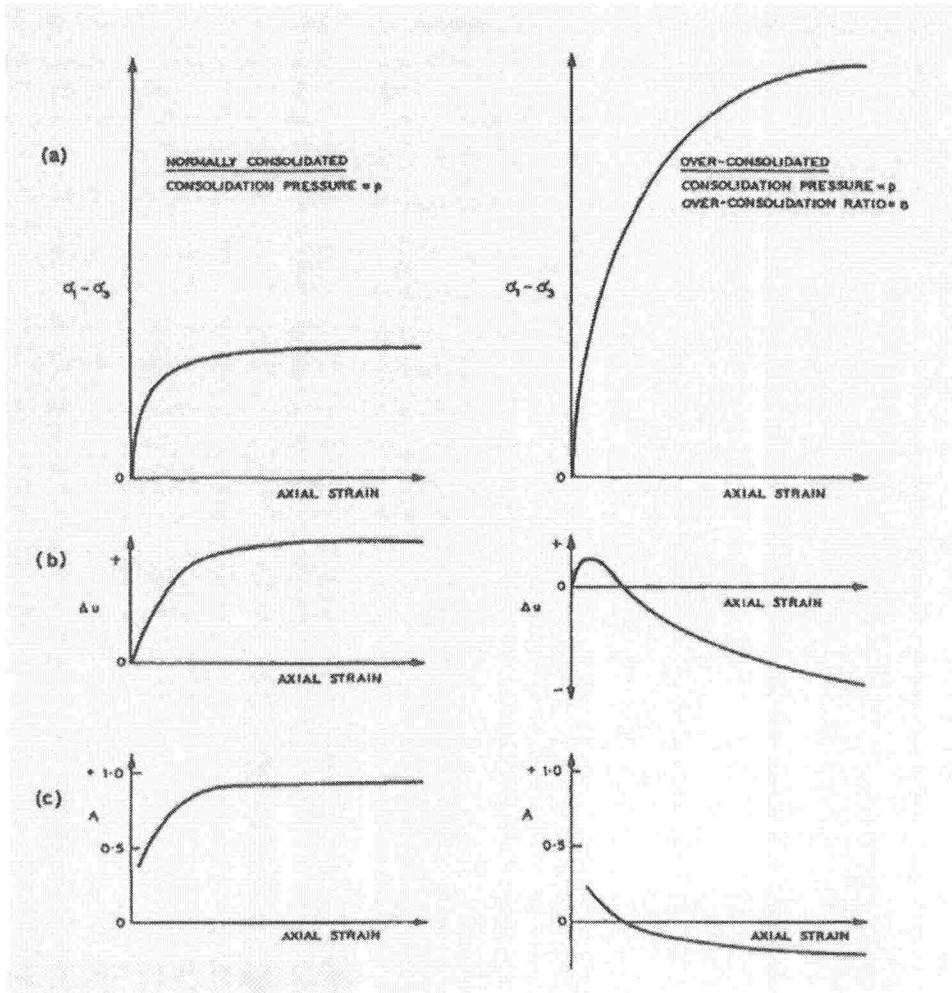
Huokospaineen laskennallinen määrittäminen painuvan penkereen alla on vaikeaa. Huokospaineen suuruuteen vaikuttavat maakerrosten jännitykset, vedenläpäisevyydet, kokoonpuristuvuudet ja reunaehdot. Näiden tunteminen ajan funktiona on hyvin vaikeaa. Kuvassa 2 on esitetty Rang St Georges ja Rang de la Concession koepenkereiden yhteydessä tehtyjen huokospainemittausten tuloksia.



Kuva 2. Rang St Georges ja Rang de la Concession koepenkereiden korottamisvaiheen huokospainemittauksien tuloksia. /6/

Kuvasta nähdään, että vaikka kuormaa lisätään vain penkereen keskiosalle, se aiheuttaa huokospaineen nousua myös penkereen sivuilla. Tämä johtuu maaperän erilaisesta vedenjohtavuudesta vaaka- ja pystysuuntaan. Penkereen alla ja sivuilla vaikuttavien huokospaineiden suuruudet muuttuvat lisäksi eri tahdissa ajan funktiona, mikä saattaa aiheuttaa stabiliteetin heikkenemistä pitkän ajan kuluttua kuorman lisäämisestä. Koska huokospaine on keskeinen tekijä liukupinnan lujuudessa ja sen laskennallinen määrittäminen vaikeaa, pitäisi $c' - \phi'$ -laskelman perustua laskentahetkellä mitattuun huokospaineeseen.

Vaikka huokospaine mitataan ratapenkereen alla ja saadaan mitoitus hetken tilannetta vastaava huokospaine, joudutaan huokospaineen arvo kuormitus tilanteessa (juna, $F > 1,5$) ja murtotilanteessa ($F=1$) arvioimaan. Kuvassa 3 on esitetty huokospaine parametrin A avulla huokospaineen kehitys aksiaalisen muodonmuutoksen funktiona kolmiaksaalikokeessa.



Kuva 3. Huokospaineparametrin A riippuvuus lujuuuden mobilisaatioasteesta. /7/

Huokospaineparametrit A ja B määritellään seuraavasti:

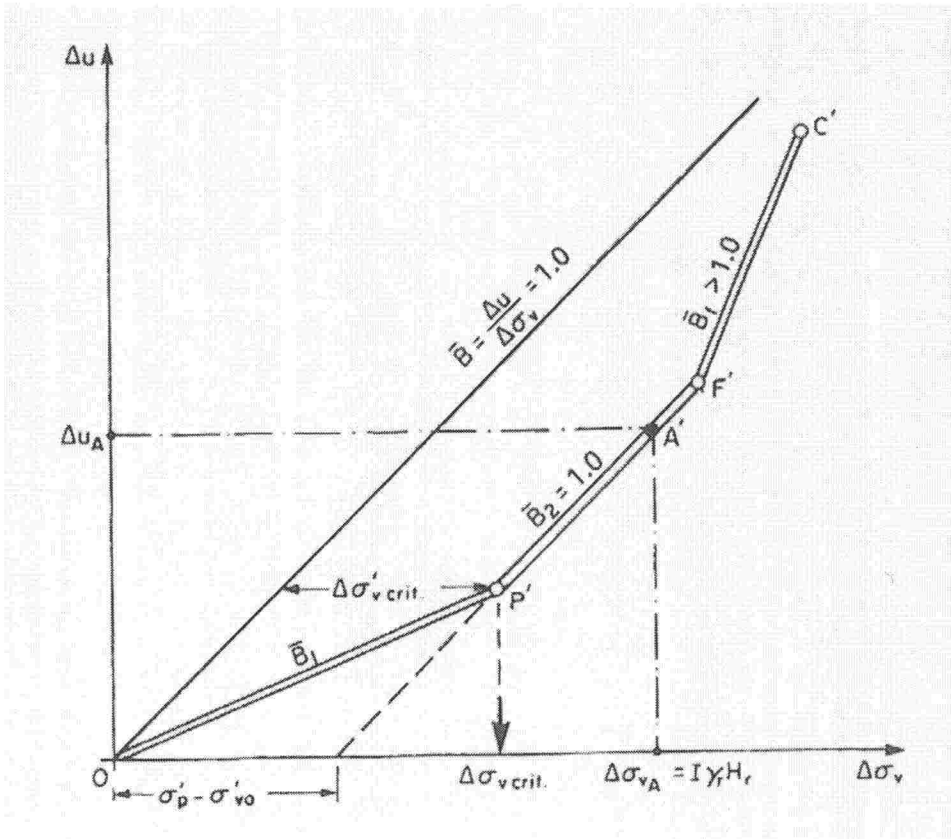
$$du = B[d\sigma_3 + A(d\sigma_1 - d\sigma_3)]$$

Kyllästyneessä tilassa B saa arvon yksi, jolloin kaava supistuu muotoon:

$$du = d\sigma_3 + A(d\sigma_1 - d\sigma_3)$$

Huokospaineen kasvu on suoraan verrannollinen parametriin A , joka kasvaa muodonmuutoksen, ts. lujuuuden mobilisaation kasvaessa. Edellisestä seuraa, että huokospaineen kasvun suhde sen aiheuttavan kuorman suuruuteen on varmuustason funktio. Normaalkonsolidoituneessa maassa huokospaineen kasvunopeus nousee varmuustason pienentyessä ja ylikonsolidoituneessa maassa tapahtuu päinvastoin.

Kuvassa 4 on esitetty koepengerhavaintoihin perustuva huokospaineen kehitys kuorman kasvaessa.



Kuva 4. Huokospaineen u kehitys kuorman σ_v kasvaessa. /28/

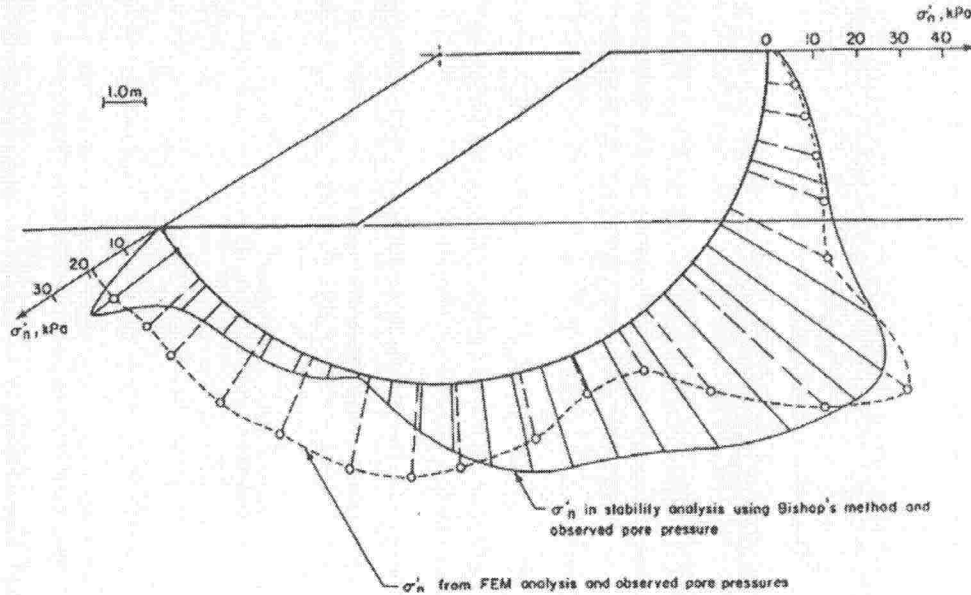
Kuvasta 4 nähdään, että huokospaineen kasvu vastaa kuormasta aiheutuvan jännityksen σ_v suuruutta rajakohtaan F asti. Kun kuormitusta tästä lisätään, huokospaine nousee lisäkuormaa nopeammin. Ilmiö liittyy maan myötöpehmenemiseen pienillä kokonaisvarmuuden tasoilla (n. 1,4...1,0).

Toinen laskelmissa vaikuttavan huokospaineen suuruuteen liittyvä asia on esitetty kuvissa 5 ja 6.

Vanhan ratapenkereen tapauksessa on maa useimmissa tapauksissa normaali tai alikonsolidoitunutta penkereen alla. Tällöin junan aiheuttama lisäjännitys aiheuttaa huokospaineen kasvun suljetussa tilassa. Kun pengerkuorma nostetaan käyttötilasta murtotilaan, se aiheuttaa huokospaineen kasvua likimäärin kuorman lisäyksen $d\sigma_v$ verran. Tätä tilannetta kuvassa 5 esitetään yhtenäisellä viivalla. Lamellimenetelmän oletama lujuus ja suljetussa tilassa tapahtuvaa kuormitusta vastaava lujuus voidaan esittää kaavoilla:

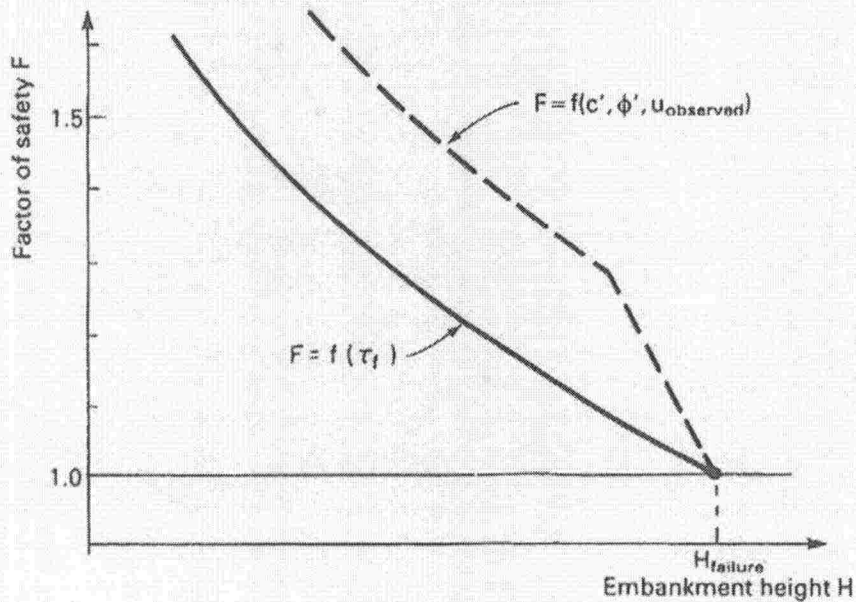
Lamellimenetelmän lujuus	$c' + \sigma_n' \tan \phi'$
Suljetun tilan kuormitusta vastaava lujuus	$c' + \sigma_v' (1 - \sin \phi') \tan \phi'$

Kuvassa 7 on esitetty FEM:llä ja lamellimenetelmällä lasketut murtotilan tehokkaat normaalijännitykset σ_n' . Kuvassa esitetyt erot johtavat suuriin paikallisiin eroihin liukupinnan lujuudessa. Samalla on kuitenkin todettava, että ainakin kuvan 7 esimerkissä liukupinnan keskimääräisissä lujuuksissa ei ole yhtä suurta eroa.



Kuva 7. Liukupinnan normaalijännitykset σ'_n laskettuna Bishop:n lamellimenetelmällä ja epälineaarilla kimmo-plastisella mallilla. /24/

Edellä esitetyistä kahdesta eri tekijästä johtuen varmuuskerroin F laskettuna lamellimenetelmällä käyttäen tehokkaita parametreja $c' - \phi'$ tai suljettua lujuutta s_u , ei edes teoriassa ole sama. Tehokkailla parametreilla $c' - \phi'$ suoritettu laskelma perustuu käyttötilassa vallitsevaan huokospaineeseen ja sitä vastaavaan lujuuteen (avoin tila välillä käyttötila-murtotila). Suljetulla lujuudella s_u suoritettu laskelma perustuu sitä vastoin murtotilassa vallitsevaan huokospaineeseen ja murtotilan lujuuteen (suljettu tila välillä käyttötila-murtotila). Kuvassa 8 on esitetty tehokkailla parametreilla $c' - \phi'$ ja suljetulla lujuudella s_u lasketun varmuuskertoimen kasvu suhteessa kuormaan.

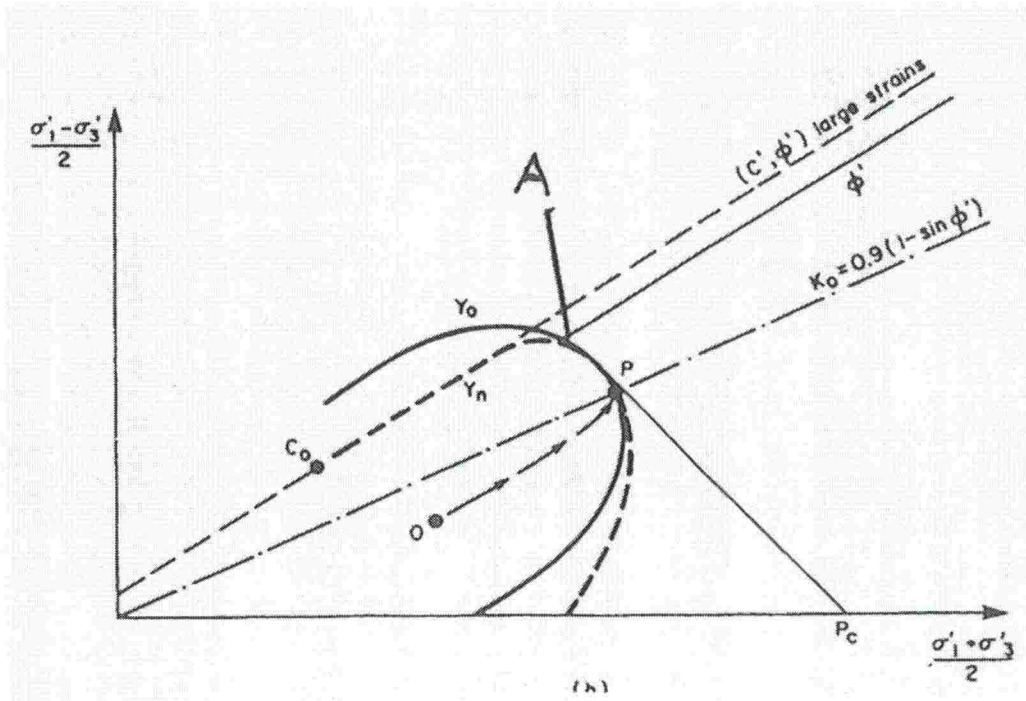


Kuva 8. Varmuuskertoimen muuttuminen kuorman funktiona. /28/

Kuvasta nähdään, että molemmat menetelmät antavat saman tuloksen varmuuskertoimella 1,0. Sen sijaan stabiileilla penkereillä antavat tehokkaat parametrit $c' - \phi'$ suuremman varmuuskertoimen kuin suljetun tilan -laskelma. Edellinen pätee vain normaalikonsolidoituneelle maalle.

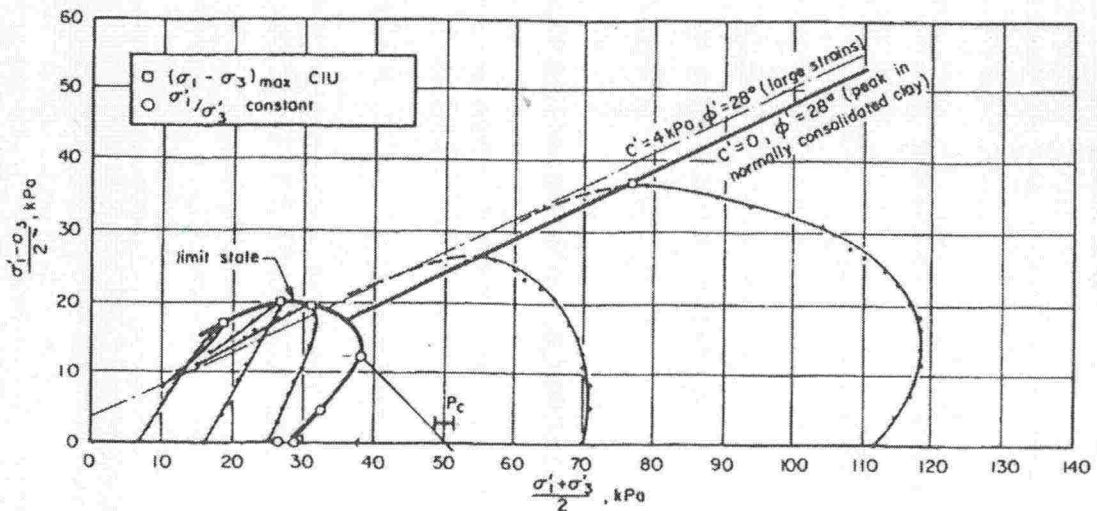
1.3.3 Myötöpinnan "romahtaminen"

Kuvassa 9 on esitetty alkuperäinen, ikääntymisen seurauksena muodostunut myötöpinta ja kuormitusta vastaava jännityspolku.



Kuva 9. Myötöpinta penkereen alla ennen rakentamista (yhtenäinen viiva) ja rakentamisen jälkeen (katkoviiva). /5/

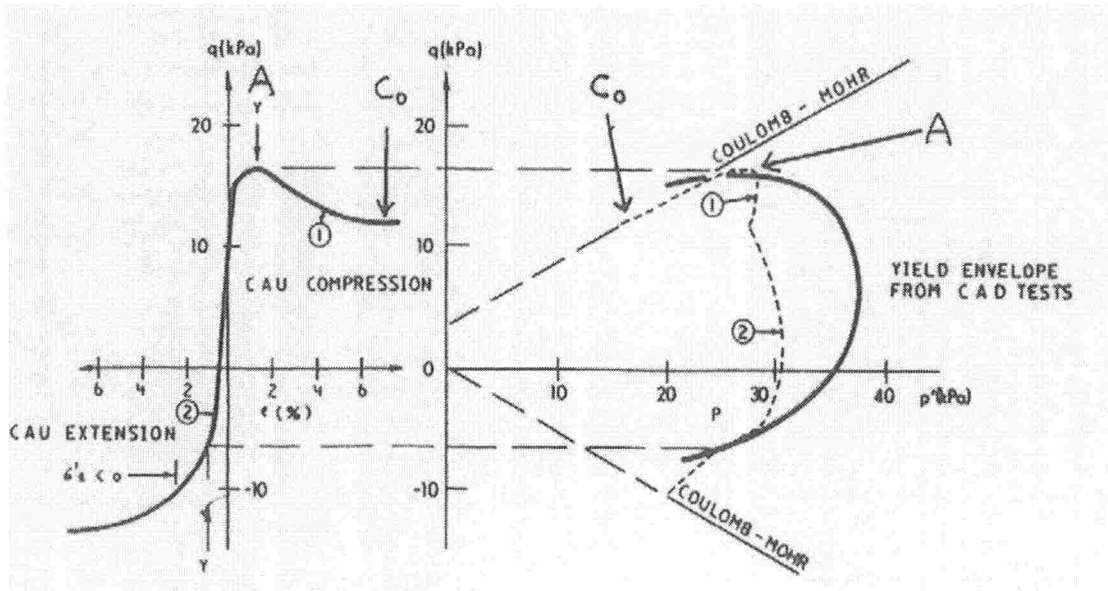
Kuvassa 10 on sama asia esitetty koetulosten perusteella.



Kuva 10. Myötöpinnan alkuperäinen muoto ja sen muoto kuorman ylitettyä ylikonsolidoituneen alueen. /5/

Sen jälkeen, kun jännitystila penkereen alla ylittää alkuperäisen esikonsolidaatiota vastaavan jännitystilan, muuttuu alkuperäinen ikääntymisen seurauksena muodostunut myötöpinta uudeksi, jonka ylärajan muodostaa suuria muodonmuutoksia vastaava verhoikäyrä. Tästä seuraa, että kun maa on kerran kuormitettu normaalikonsolidoidulle alueelle, sen rakenne muuttuu, eikä sitä voida enää kuormittaa alkuperäiseen ikääntymisen/ylikonsolidaation aikaansaamaan lujuuteen. Laskelmien tulee perustua

tähän uuteen ns. normaalikonsolidoituneen alueen myötöpintaan. Liukupinnalla murtotilassa vallitseva lujuus vaihtelee välillä: murtotila A - jäännöslujuus C_0 . Kuvassa 11 on esitetty murtotilan ja jäännöslujuuden merkitys.



Kuva 11. Murto- ja jäännöslujuuden esitys kuormitus-kokoonpuristuma kuvaajalla ja myötöpinnalla. /12/

Kaavana voidaan liukupinnalla murtotilassa oleva lujuus (väli A- C_0) ilmaista seuraavasti:

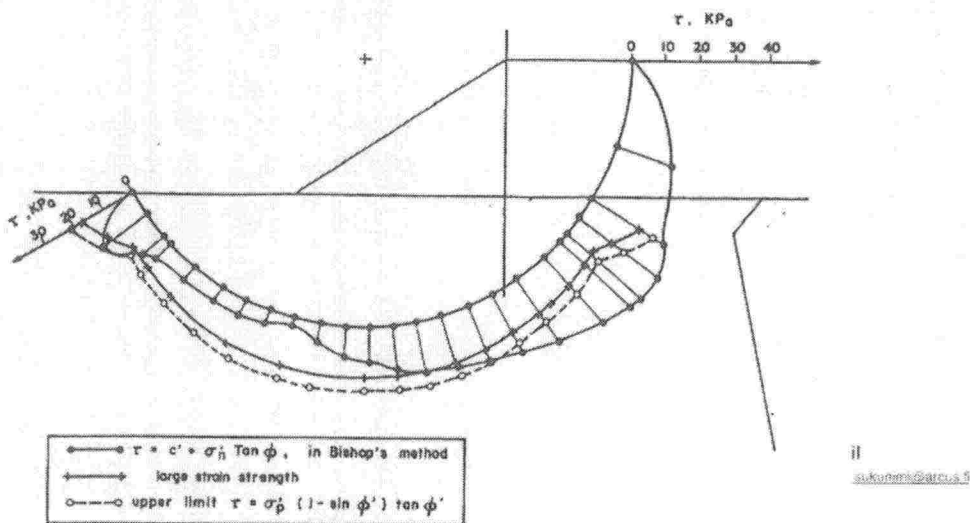
$$\tau_{cs} < c' + \sigma_n' \tan \phi' < c' + \sigma_p' (1 - \sin \phi') \tan \phi'$$

missä:

$$\tau_{cs} = C_0$$

$$c' + \sigma_p' (1 - \sin \phi') \tan \phi' = A$$

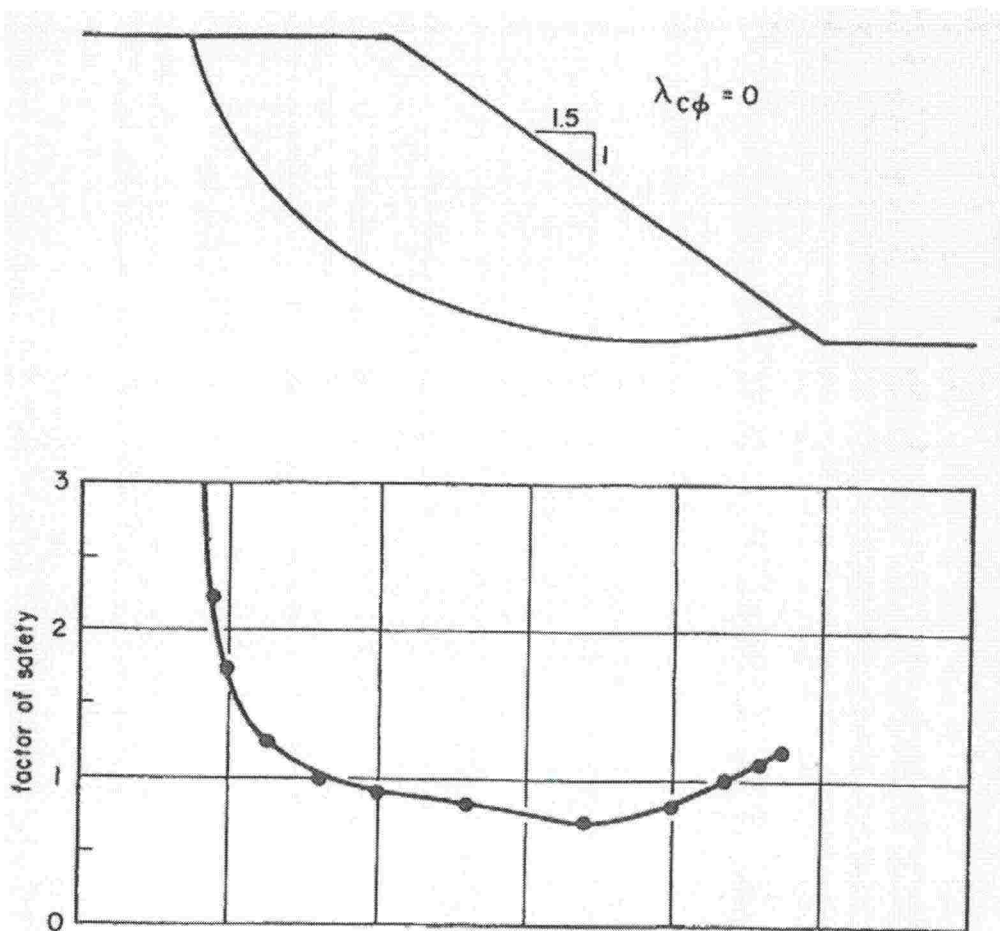
Kuvassa 12 on esitetty edellä mainitut rajat.



Kuva 12. Leikkauspinnan lasketut lujuudet Bishop:n mukaan verrattuna jäännös- ja murtolujuuteen. /36/

1.3.4 Paikallinen ja lamellimenetelmän kokonaisvarmuus

Lamellimenetelmässä käytetään koko liukupinnalle samaa varmuuskerrointa, jolla kaikki lujuudet jaetaan. Tämä pitää sisällään sen oletuksen, että jännitys suhteessa lujuuteen on sama liukupinnan kaikissa osissa. Todellisuudessa varmuuskerroin on eri liukupinnan eri osissa homogeenisessäkin maaperässä. Tämä johtuu muodonmuutosten ja sitä kautta jännitysten erilaisesta mobilisoitumisesta liukupinnan eri osissa. Kuvassa 13 on esitetty paikallinen varmuuskerroin liukupinnan eri osissa.



Kuva 13. Paikallisen varmuuskertoimen vaihtelu liukupinnan eri osissa. /24/

Edellisen mobilisaatioon liittyvän seikan lisäksi on havaittavissa seuraava ero. Stabiileissa olosuhteissa maanpinnan ollessa vaakasuora lamellimenetelmä antaa varmuuskertoimeksi äärettömän ∞ . Kun varmuuskerroin taas määritetään leikkauslujuuden ja leikkausjännityksen suhteena saadaan:

$$F = \tau_f / \tau_{\text{vallitseva}}$$

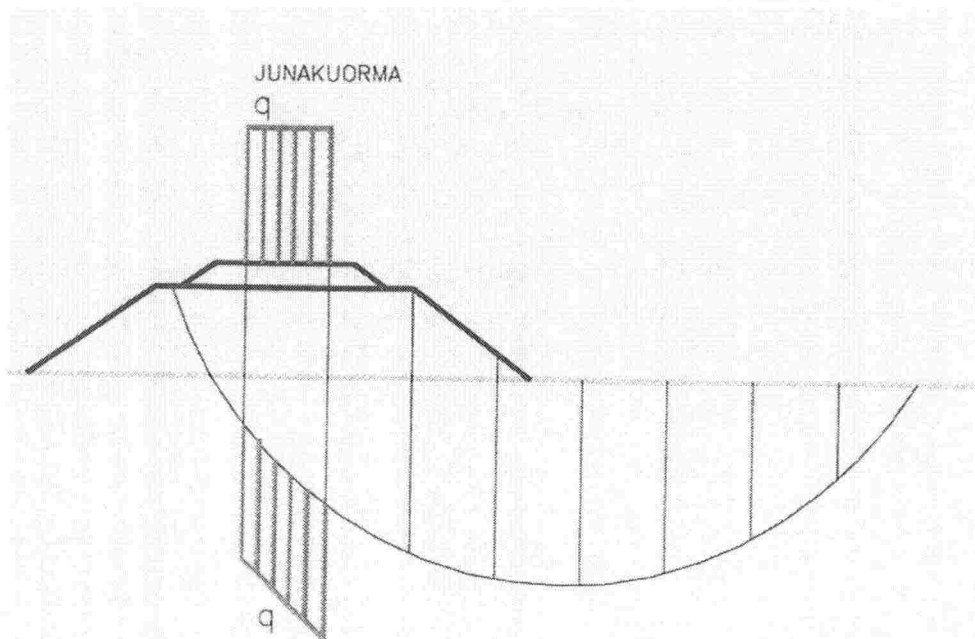
Vaakasuuraa maanpintaa vastaa maksimileikkausjännitys on:

$$\tau_{\text{vallitseva}} = (\sigma_1 - K_0 \sigma_1) / 2$$

Edellisistä seuraa, ettei varmuus $F = \tau_f / \tau_{\text{vallitseva}}$ ole ääretön vaan yleensä n. 1,6...2,5.

1.3.5 Kuormien jakaantuminen

Asiaa ei ole tässä kirjallisuustutkimuksessa mainituissa artikkeleissa kuin sivuttu, mutta asia otetaan mukaan johtuen sen keskeisyydestä käsillä olevaa ratapenkereen stabiiliteettia laskettaessa. Kuvassa 14 on esitetty kaavamaisesti pintakuorman käsittely lamellimenetelmässä.



Kuva 14. Pintakuorman (junakuorma) huomioonottaminen lamellimenetelmässä.

Useimmissa tapauksissa maa on vanhan ratapenkereen alla normaali- tai alikonsolidoitunutta ja veden kyllästämää. Jännitys on tällöin myötöpinnalla ja maa käyttäytyy lyhytaikaisen junakuorman alla suljetun tilan mukaisesti. Tästä seuraa, että huokospaine kasvaa junan kulkiessa yli, vastaten likimäärin junasta aiheutuvaa pystysuoraa jännitystä. Tästä taas seuraa, ettei maan lujuus kasva, vaan pysyy arvossa, jonka se siihen mennessä on saavuttanut.

Lamellimenetelmässä pintakuorma kohdistuu kokonaisuudessaan sen kohdalla oleviin lamelleihin kasvattaen niiden leikkauspinnan normaalijännitystä σ_n ja sitä kautta leikkauslujuutta kaavan $c' + (\sigma_n - u) \tan \phi'$ mukaan. Toisaalta huokospaine u annetaan laskelmissa yleensä jakautuneena "todellisen" jakauman mukaan. Eli pintakuormassa ei huomioida jakaantumista, mutta huokospaineessa huomioidaan. Erityisen vaarallinen tilanne on, jos pintakuorman kohdalla olevan lamellin pohja on suuren kitkakulman omaavassa maakerroksessa.

Edellisen perusteella mahdollisimman todellisen pintakuormasta aiheutuvan jännityksen syöttäminen lamellimenetelmään ja tehokkaisiin parametreihin perustuvaan ohjelmaan johtaa virheelliseen lopputulokseen. Jotta lujuus liukupinnalla vastaisi todellisuutta, pitäisi pintakuormasta aiheutuva huokospaine syöttää vain pintakuorman kohdalla olevien lamellien pohjiin. Huokospaineen suuruuden tulisi olla lamellin pohjaa vastaan kohtisuoran jännityslisäyksen $d\sigma_n$ suuruinen.

1.3.6 Kokonaisjännitysten menetelmä, $\varphi = 0$

Kokonaisjännitysten menetelmällä tarkoitetaan usein suljetun tilan analyysiä, jossa lujuutena käytetään suljetun tilan lujuutta s_u ja laskentamenetelmänä lamellimenetelmää. Yleisesti ottaen kokonaisjännitysten menetelmällä tarkoitetaan menetelmää, jossa lujuus ei riipu jännityksestä, vaan käytetään kiinteää lujuusprofiilia. Tämä kiinteä lujuusprofiili voi olla muukin kuin perinteinen suunnitteluhetkellä vallitseva suljetun leikkauslujuuden arvo.

Koska leikkauslujuus ei riipu liukupinnan normaalijännityksestä ja huokospaineesta kaavan $\sigma_n' = \sigma_n - u$ mukaan, vältetään useimmat edellisessä kappaleessa esitetyistä c' - φ' -analyysin virheistä. Tämä ei poista sitä tosiasiaa, että lujuus määräytyy tehokkaiden jännitysten mukaan ja on näin ollen ajasta riippuva. Eri kokonaisjännitysten laskentamenetelmät poikkeavatkin toisistaan lähinnä kiinteän lujuusprofiilin määrittelyn suhteen. Asiaa käsitellään kappaleessa 3.2.

1.4 Lamellimenetelmän parametrit

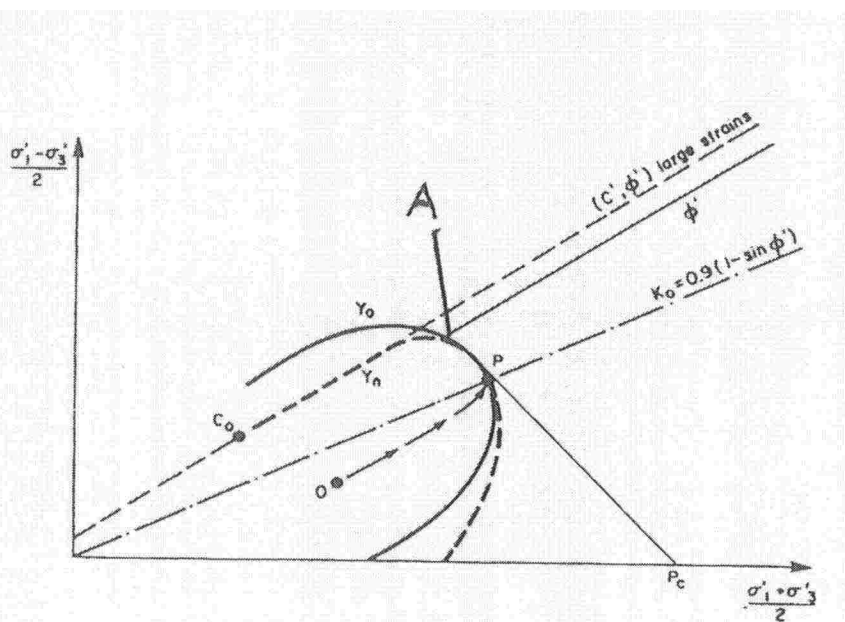
Kappale perustuu seuraaviin lähdeoteiksi: /7/, /29/, /5/, /24/, /25/, /12/, /21/, /33/, /23/, /38/, /28/, /3/, /30/, /32/, /36/, /39/

Kuten edellisessä kappaleessa todettiin maan lujuus perustuu tehokkaisiin jännityksiin ja niitä vastaaviin lujuusparametreihin. Tämä seikka pitää huomioida myös käytettäessä kokonaisjännitysten menetelmää ja kiinteää lujuusprofiilia.

1.4.1 Tehokkaat parametrit $c'-\phi'$

Murtosuorat

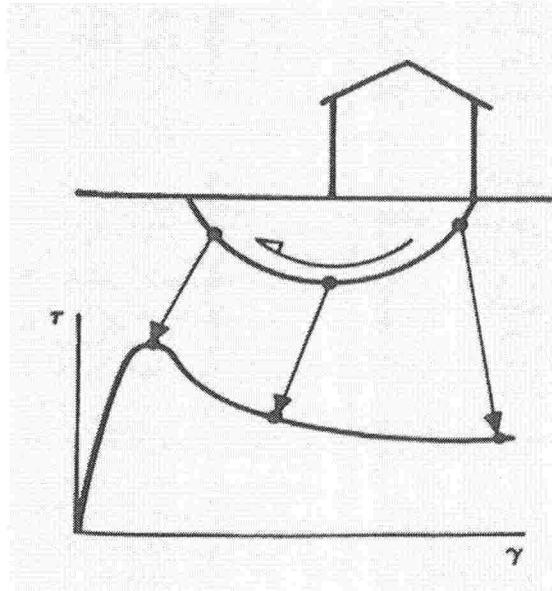
Kuvassa 15 (9) on esitetty aikaisemmin kappaleessa 2.1 mainittu myötöpinnan muuttuminen alkuperäisestä ikääntymisen aiheuttamasta muodosta (yhtenäinen viiva) penkereen rakentamisen jälkeiseen (katkoviiva) muotoon.



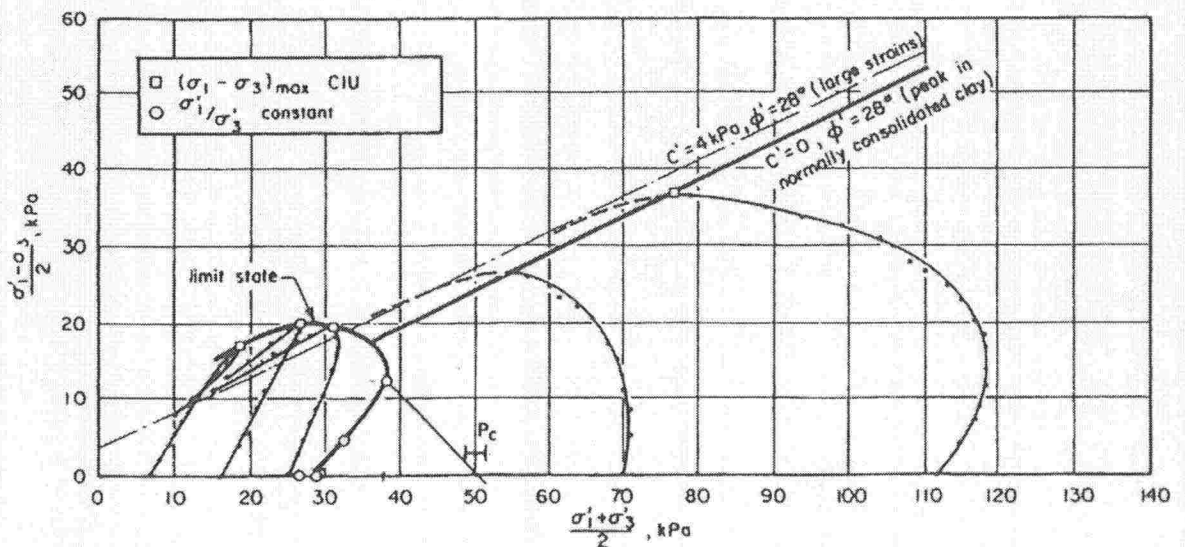
Kuva 15. Myötöpinta penkereen alla ennen rakentamista (yhtenäinen viiva) ja rakentamisen jälkeen (katkoviiva). /5/

Stabiiletilaskennan parametrien kannalta on oleellista myötöpinnan yläreunan putoaminen. Tämä rajaa käytettävissä olevan lujuuden penkereen rakentamisen jälkeen. Koskemattoman maan ikääntymisen aiheuttamaa lujuutta ei voida enää mobilisoida.

Liukupinnalla murtotilanteessa on lujuus välillä maksimilujuus ja jäännöslujuus (vrt. kuva 11). Näitä vastaavat pisteet a ja C_0 kuvassa 15.



Kuva 16. Leikkausmuodonmuutoksen ja leikkausjännityksen jakautuminen murtopinnalla /28/



Kuva 17. Eri tilanteita kuvaavat murtosuorat. /5/

Kuvassa 17 on esitetty eri murtosuorat, jotka kuvaavat maan käyttäytymistä. Näitä ovat:

1. Kuormittamatonta tilannetta kuvaava ns. ylikonsolidoituneen alueen murtosuora.
2. Kuormitetun saven maksimilujuutta kuvaava ns. normaalikonsolidoituneen alueen murtosuora, n.c.-murtosuora. Piste a kuvassa 15.
3. Suuria muodonmuutoksia (jäännöslujuutta) kuvaava murtosuora, L.S.-murtosuora. Piste C₀ kuvassa 15.

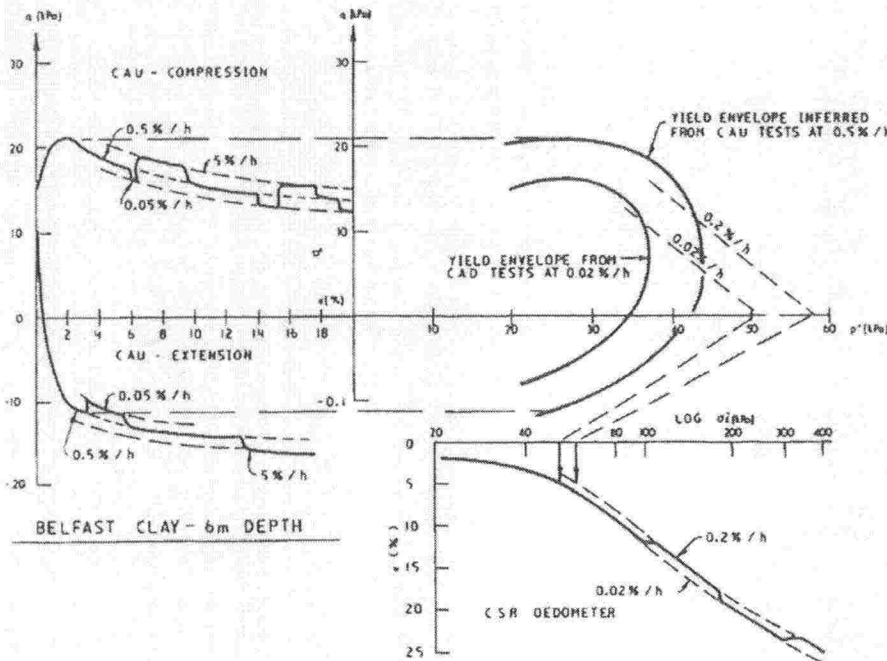
Myötöpinnan "romahtamisesta" johtuen ei rakennetun penkereen alla ole enää käytettävissä murtosuoraa 1 vastaavaa lujuutta. Lujuus saavuttaa maksimiarvonsa n.c.-murtosuoralla, josta se myötöpehmenemisen seurauksena putoaa jäännösarvoon, joka on L.S.-murtosuoralla (väli A -> C₀).

Jäännöslujuutta kuvaavalla L.S.-murtosuoralla on käytännössä sama kitkakulma kuin maksimilujuutta kuvaavalla n.c.-murtosuoralla, mutta koheesio on suurempi. Toisin sanoen jäännöslujuutta kuvaavalla L.S.-murtosuoralla ovat $c_{LS}' - \phi_{LS}'$ suurempia kuin maksimilujuutta kuvaavat $c_{NC}' - \phi_{NC}'$ arvot. Myötöpehmenevillä materiaaleilla jäännöslujuus on kuitenkin pienempi kuin maksimilujuus. Tämä johtuu erilaisista huokospaineen u arvoista ja sitä kautta σ' arvoista maksimi- ja jäännöslujuuden kohdilla (vrt. 2.1). Laskennassa tuleekin huomioda, etteivät lujuusparametrit $c' - \phi'$ yksinään määritä maan lujuutta, vaan suuremman $c' - \phi'$ arvot saattavat vastata pienempää käytettävissä olevaa lujuutta.

Koska nykyisin käytettävissä olevat laskentaohjelmat eivät huomioi myötöpehmenemistä ja sitä vastaavaa huokospaineen kasvua, pitää laskelmissa käyttää normaalikonsolidoitunutta murtosuoraa vastaavia lujuusparametreja $c_{NC}' - \phi_{NC}'$ joista c_{NC}' on yleensä nolla. Näitä käytettäessä pitää muistaa, että ne vastaavat lujuuden maksimikohtaa (piste A). Lujuuden erilaisesta mobilisoitumisesta aiheutuvaa liukupinnan joissain osissa tapahtuvaa myötöpehmenemistä ne eivät huomioi.

Koenopeus

Kuvassa 18 on esitetty koenopeuden vaikutus kolmiakσιαalikokeessa tuloksiin. Tulosten mukaan koenopeus vaikuttaa sekä maksimilujuuteen että myötöpinnan kokoon.



Kuva 18. Puristusnopeuden vaikutus kolmiakσιαalikokeen tuloksiin. /12/

Se, vaikuttaako tulos vastaavasti myös mitattuihin $c' - \phi'$ -arvoihin ei lähteestä käy selville, koska maksimilujuuden kasvusta ei suoraan seuraa $c' - \phi'$ kasvu. Asia vaatii jatkoselvittelyä.

1.4.2 Kiinteä lujuus (suljettu tila) $\tau = f(z)$

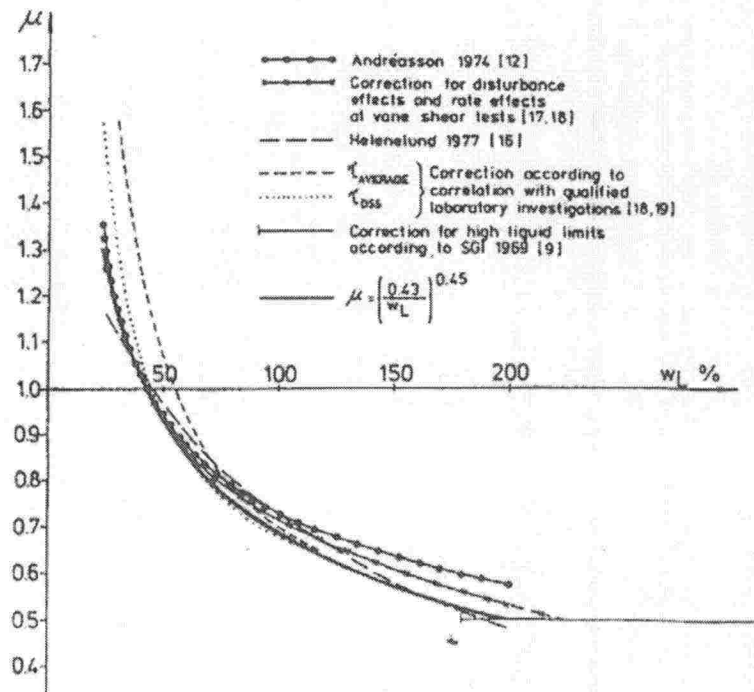
Tarkastelu on jaettu kahteen pääosaan, joista ensin käsitellään perinteistä, lähinnä siipikairan ja kartiokokeen kokemuseräiseen tutkimukseen perustuvaa tarkastelutapaa. Jälkimmäisenä käsitellään uudempaa myötöpinnan "romahtamiseen" perustuvaa tarkastelutapaa.

1.4.2.1 Perinteinen kokemuseräinen tarkastelu

Seuraavassa tarkastellaan eri tekijöiden vaikutusta suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen ja suuruuteen leikkauspinnalla.

Kokemuseräiset reduktiot

Reduktiot perustuvat alunperin Bjerrumin tekemiin vertailuihin tapahtuneiden sortumien ja mitattujen siipikairauslujuuksien välillä. Perusta on siis puhtaasti kokemuseräinen. Alunperin redusointikerroin määritettiin plastisuusluvun I_p suhteen. Myöhemmin etenkin pohjoismaissa siirryttiin määrittämään redusointikerroin juoksurajan w_L mukaan. Kuvassa 19 on esitetty joukko redusointikertoimia.



Kuva 19. Siipikairauslujuuden s_{uv} ja kartiolujuuden s_{uk} redusointiin käytettyjä kertoimia m. /3/

Alla on esitetty kaavan muodossa kolme reduktiokerrointa:

$\mu = 1.45/(1 + w_L);$	Helenelund
$\mu = 1.50/(1 + w_L);$	Tiehallinto
$\mu = (0.43/w_L)^{0.45};$	SGI

Hansbon tutkimusten mukaan pohjoismaiset savet noudattavat pääsääntöisesti kaavaa:

$$s_{uv} \text{ tai } s_{uk} = \sigma_c' 0.45 w_L$$

$$s_{uv} \text{ tai } s_{uk} = \text{korjaamattomia lujuuksia}$$

Kaavalla voidaan tarkastaa, onko maa ”keskimääräistä” lujuuden suhteen. Mikäli mitattu lujuus poikkeaa merkittävästi kaavan antamasta lujuudesta, kokemusperäisen reduktion käyttö on kyseenalaista.

Anisotropia

Alla on esitetty eri-ikäisten suomalaisten sedimenttien anisotrooppisuuden keskiarvoja.

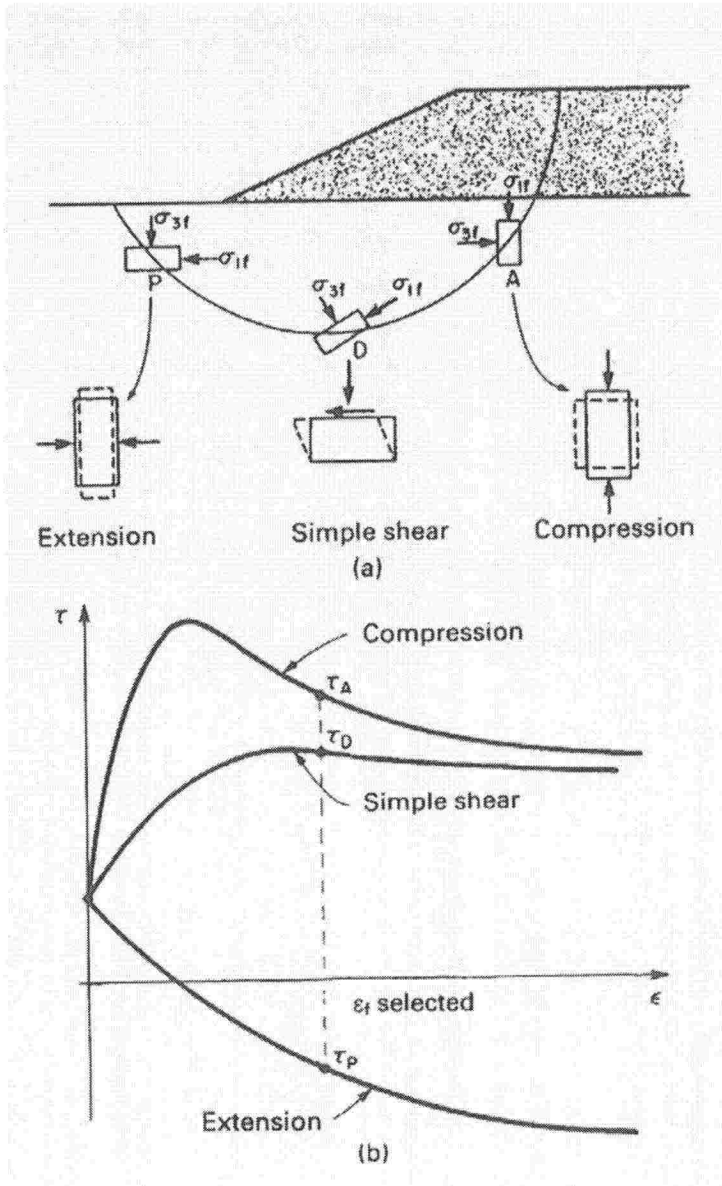
Konsoli- doitu- mistila	s_{sv}/s_{sh}				
	Litorina	Ancylus	Yoldia	Baltian jäjäjärvi	Someran savi
OC	0,85	0,89	0,58	1,10	1,31
NC	0,98	0,83	0,87	0,46	0,58
OC	0,39	0,21	—	—	—

OC ylikonsolidoitunut
NC normaalistikonsolidoitunut
DC kuivakuori

Anisotropiaa on tarkasteltu kahdesta eri näkökulmasta, jotka on hyvä erotella. Ensin tarkastellaan anisotropian vaikutusta liukupinnalla käytettävissä olevaan lujuuteen yleensä. Jälkimmäinen tarkastelu koskee anisotropian vaikutusta siipikairauksen tulokseen.

Anisotropia murtopinnalla

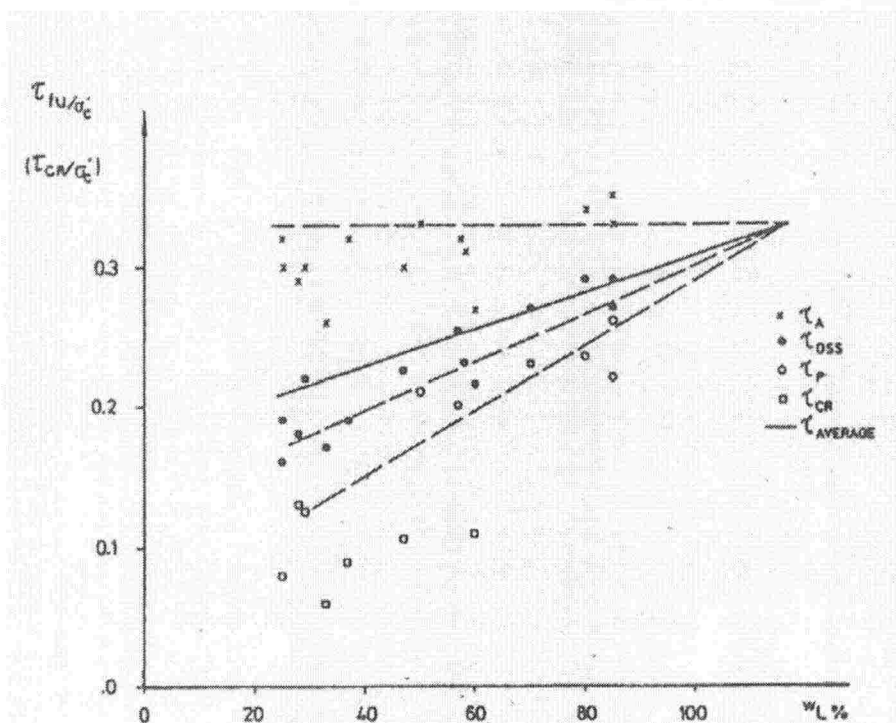
Tarkastelu perustuu murtopinnan eri osissa vaikuttaviin eri murtosuuntiin ja eri jännitystiloihin. Näistä varsinaista anisotropiaa on vain ensimmäinen ja jälkimmäinen liittyy lujuuden ja jännityspolun riippuvuuteen. Tekijöiden erottaminen on kuitenkin käytännössä mahdotonta. Kuvassa 20 on esitetty tarkastelun periaate.



Kuva 20. Mobilisoituva lujuus liukupinnan eri osissa. /28/

Murtopinta jaetaan kolmeen osaan, jotka ovat aktiivivyöhyke, vaakasuuntainen leikkausvyöhyke ja passiivivyöhyke. Näitä jäljittelevät kokeet ovat vastaavasti kolmiakselinen puristuskoe, suora leikkauskoe ja kolmiakselinen vetokoe.

Edellä mainittuja kokeita verrattaessa on saatu kuvassa 21 esitetyt tulokset. Kokeet on tehty Ruotsissa ja Norjassa.



Kuva 21. Suljetun leikkauslujuuden, esikonsolidaation ja juoksurajan suhde eri kokeilla pohjoismaisissa epäorgaanisissa savissa. /3/

Kuvasta voidaan tehdä seuraavat havainnot:

1. Lujuuserot ovat noin 30 % suuruusluokkaa, kun w_L on 80 %.
2. Suoralla leikkauskokeella määritetty lujuus on lähellä liukupinnan keskimääräistä lujuutta.
3. kolmiaksisiaalinen puristuskoe antaa suurimman lujuuden.
4. kolmiaksisiaalinen vetokoe antaa pienimmän lujuuden.

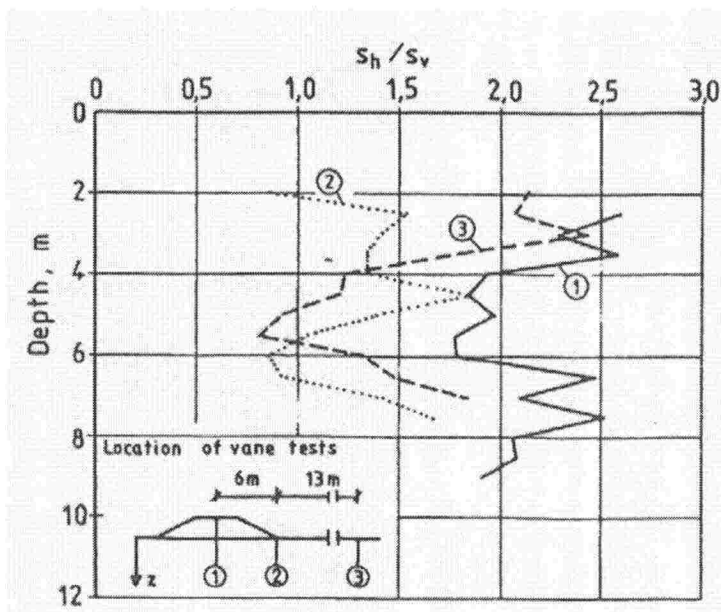
Edellisen perusteella voidaan päätellä suoran leikkauskokeen antaman lujuuden kuvaavan parhaiten murtopinnan keskimääräistä lujuutta, johon redusoitua siipikairauslujuutta s_{uvr} pitäisi verrata.

Tarkasteltaessa leikkauslujuuden kasvua on havaittu, että penkereen aiheuttama konsolidaatio lisää maan lujuuden anisotrooppisuutta.

Paras keskimääräinen arvio murtopinnan lujuuden kasvusta on saavutettu suoralla leikkauskokeella. Siipikairalla mitattu lujuuden kasvu on pienin johtuen pystysuorien leikkauspintojen painottumisesta ja kolmiaksisiaalisella puristuskokeella suurin. ”Leveällä” siivellä ($d = h$ tai $d = 2h$) saadut lujuudet vastaavat hyvin suoran leikkauskokeen tuloksia.

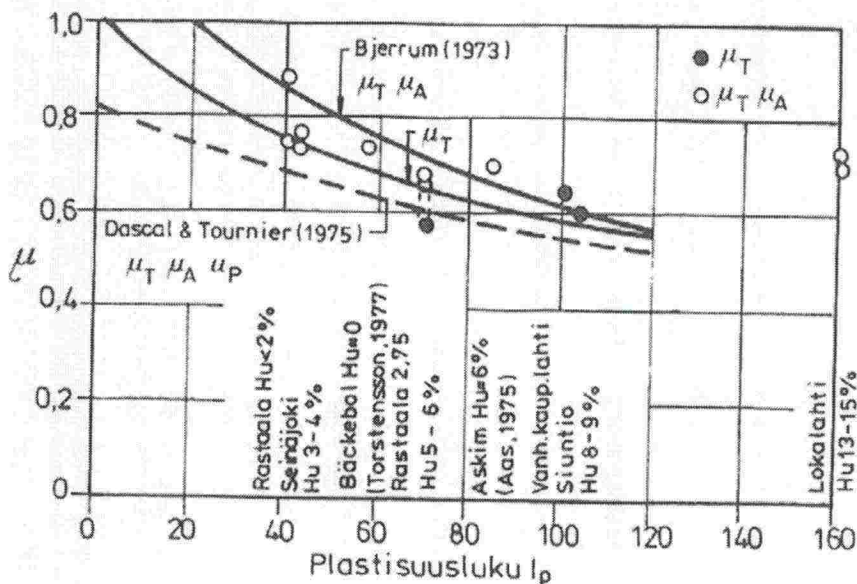
Anisotropia siipikairauksessa

Kuten edellä todettiin, standardisiipikairauksen tulos painottuu maan pystysuuntaisen pinnan lujuuden mittaukseen. Plastisella normaalikonsolidoidulla savella on lujuuden anisotropia yleensä pieni. Anisotropia kuitenkin kasvaa, kun maa konsolidoituu kuorman vaikutuksesta, kuva 22.



Kuva 22. Erimuotoisilla siivillä määritetyt vaakasuorat lujuudet S_H ja pystysuorat lujuudet S_V kuormitetulla ja kuormittamattomalla maalla. /32/

Siipikairauksella mitatun lujuuden s_{uv} kokemuksesta redusointitarvetta on selitetty anisotropialla, koenopeudella ja progressiivisella murtumalla. Kuvassa 23 on esitetty eri tekijöiden osuudet. Bjerrum jakaa kokemuksesta reduktion vain anisotropisuuden aiheuttamaan osaan ja koenopeuden aiheuttamaan osaan. Descal & Tournier esittämä reduktio huomioi lisäksi progressiivisen murtuman. (Kotimaisten julkaisujen merkintä s_u vastaa kansainvälisten julkaisujen merkintää c_u .)

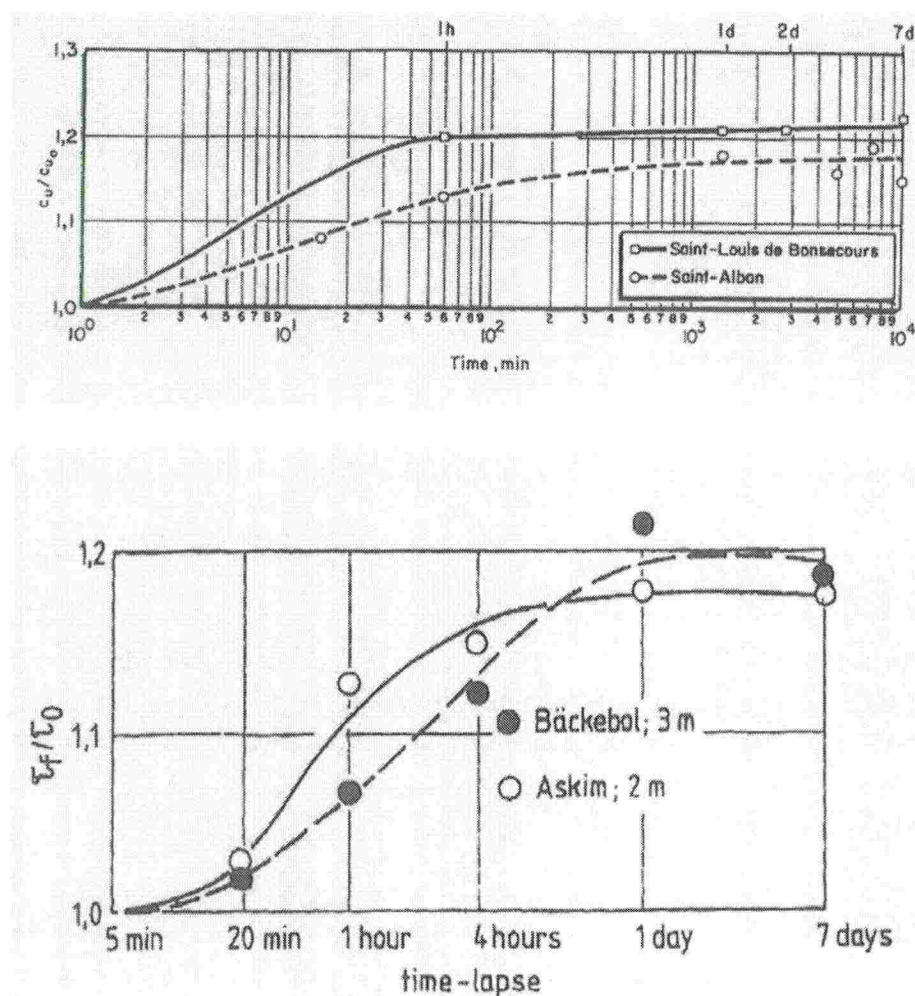


Kuva 23. Reduktiokertoimen eri osat, μ_T = leikkausnopeuden osuus, μ_A = anisotropian osuus, μ_P = progressiivisen murtuman osuus. /30/

Anisotropian vaikutus redusointikertoimeen saadaan kuvasta kahden yhtenäisen viivan erotuksena.

Asennusvaiheessa syntyvä huokosylipaine, siipikaira

Siipikairan asennusvaiheessa syntyvän huokosylipaineen vaikutusta mitattuun leikkauslujuuteen on tutkittu antamalla huokosveden ylipaineen purkautua ennen siivikon kiertoa. Kuvassa 24 on esitetty kahden eri tutkimuksen tulokset. Ylempänä ovat Kanadassa tehdyn tutkimuksen tulokset ja alempana Ruotsissa tehdyn tutkimuksen tulokset.

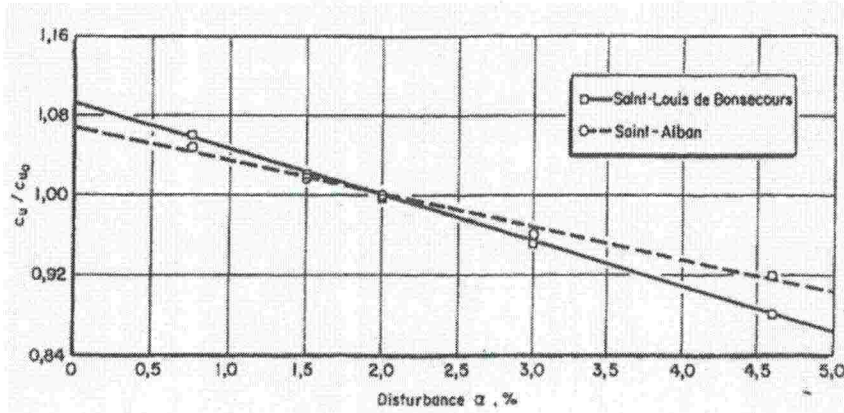


Kuva 24. Odotusajan vaikutus siipikairauslujuuteen. Alaindeksi τ_0 viittaa standardikokeella saatuun lujuuteen. /23/, /37/

Kuvista voidaan havaita huokospaineen kasvulla olevan noin 17...20 % mitattua lujuutta pienentävä vaikutus.

Häiriintyminen asennusvaiheessa, siipikaira

Siipikairan asennusvaiheessa syntyvän häiriintymisen vaikutusta mitattuun leikkauslujuuteen on tutkittu käyttämällä levypaksuudeltaan erilaisia siipiä. Kuvassa 25 on esitetty tutkimuksen tulokset.



Kuva 25. Siivikon levypaksuuden e vaikutus siipikairauslujuuteen. Alaindeksi 0 viittaa standardisiivellä saatuun lujuuteen. /23/

$$\alpha = 4e/\pi d$$

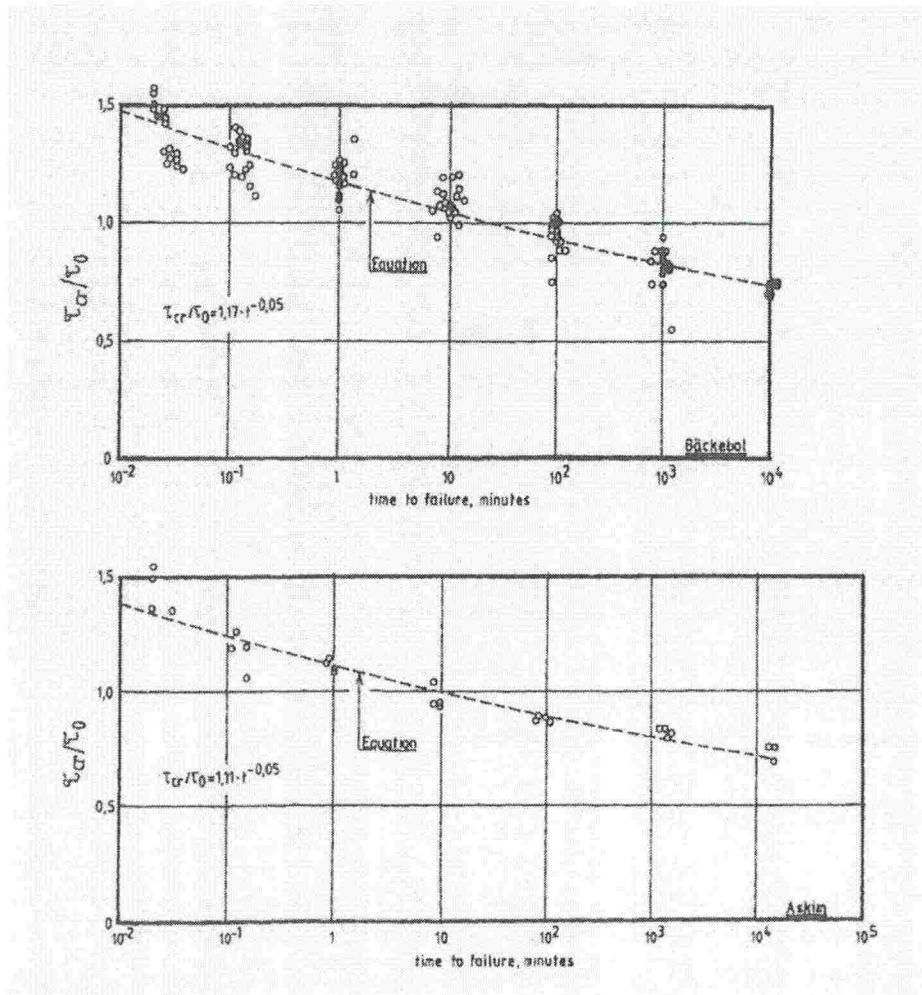
e = siivikon levypaksuus

d = siivikon halkaisija

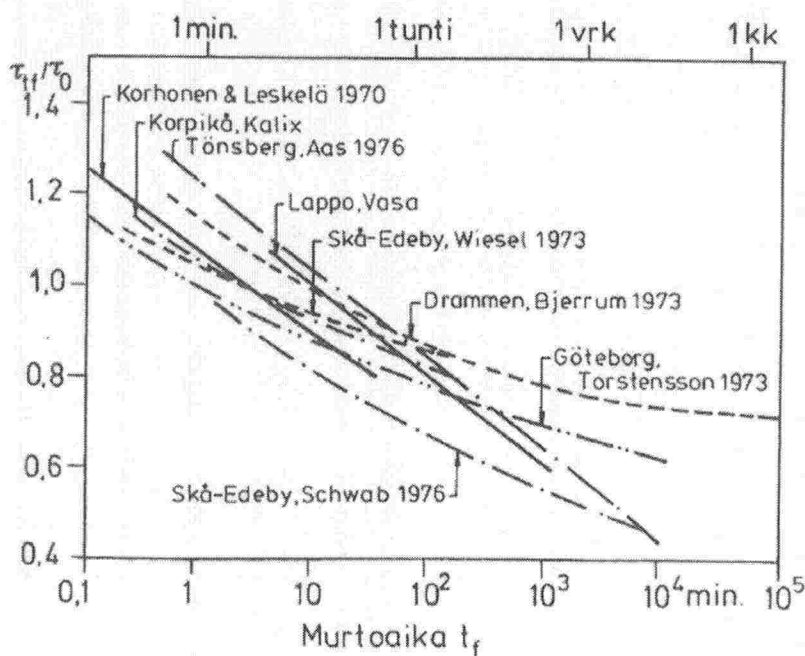
Tutkimusten mukaan voidaan häiriintymisellä arvioida olevan noin 7...15 % lujuutta pienentävä vaikutus. Häiriintymisellä ja edellä mainitulla huokospaineen kasvulla on yhteys, eikä niitä voida käsitellä toisistaan riippumattomina.

Koenopeus

Koenopeuden vaikutusta mitattuun leikkauslujuuteen on tutkittu suorittamalla kokeita eri nopeuksilla. Kuvassa 26 on esitetty Torstensonin siipikairalla suorittaman tutkimuksen tulokset. Kuvassa 27 on esitetty useiden tutkijoiden suorittamien tutkimusten tulokset



Kuva 26. Siivikon kiertonopeuden vaikutus siipikairauslujuuteen. Alaindeksi $_0$ viittaa standardikokeella saatuun lujuuteen. /37/



Kuva 27. Koenopeuden vaikutus mitattuun lujuuteen. Alaindeksi $_0$ viittaa standardikokeella saatuun lujuuteen. /30/

Tutkimusten mukaan standardikoenopeudella voidaan arvioida olevan noin 30 % mitattua lujuutta kasvattava vaikutus staattisessa kuormitustilanteessa. Lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa standardikoenopeus antaa todellista pienemmän lujuuden.

Leikkausnopeuden vaikutusta mitattuun lujuuteen on kuvattu kaavalla:

$$\tau_{cr} = \tau_0 * \alpha(t/t_0)^{-\beta}$$

Torstensonin mukaan:

$\alpha=1,17$ epäorgaaniselle savelle ja orgaaniselle savella 1,11

$\beta=-0,05$

τ_0 = standardikokeella mitattu leikkauslujuus

$t_0 = 1$ min

Zackrissonin mukaan:

$\alpha=1.2$

$\beta=-0,05$

τ_0 = orgaanisen aineen perusteella korjattu leikkauslujuus

$t_0 = 1$ min

Murtopinnan koko, siipikaira

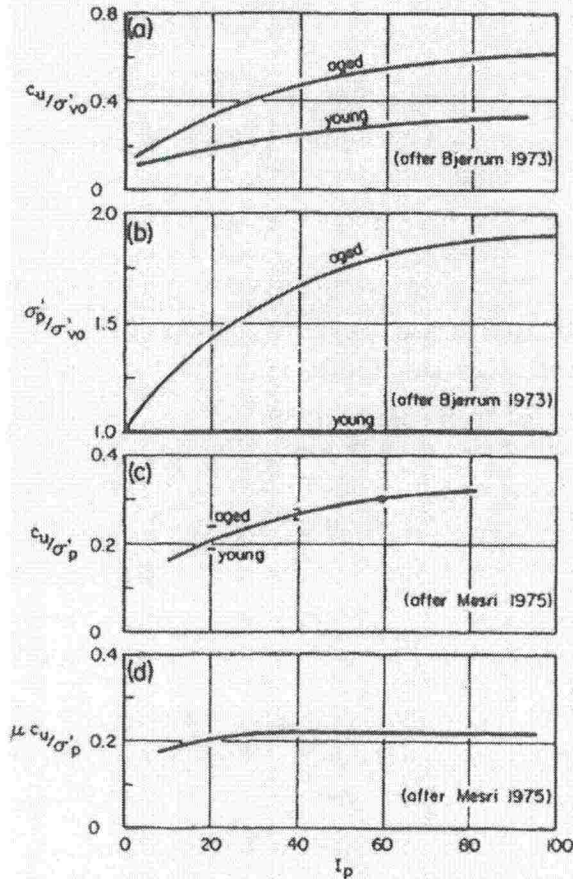
Murtopinnan koon vaikutusta mitattuun leikkauslujuuteen on tutkittu laboratoriossa siipikairauksesta otettujen röntgenkuvien avulla. Siivikon halkaisijan d suhde murtopinnan halkaisijaan D on havaittu alla olevan kaavan mukaiseksi:

$$D = 1,05*d$$

Havaittu suhde johtaa siihen, että havaittu leikkauslujuus on 16 % todellista suurempi.

Esikonsolidaatio

Mesri suoritti 1975 Bjerrumin reduktiokerrointa varten kokoaman aineiston pohjalta kuvassa 28 esitetyn tarkastelun.



Kuva 28. Bjerrumin kokoamien tietojen perusteella määritetty leikkauslujuuden ja plastisuusluvun suhde. /25/

Kuvan mukaan sekä yli- että normaalikonsolidoiduilla savilla plastisuusluvusta riippumatta on liukupinnan keskimääräisen redusoidun lujuuden s_{ur} ja esikonsolidaatiojännityksen suhde vakio.

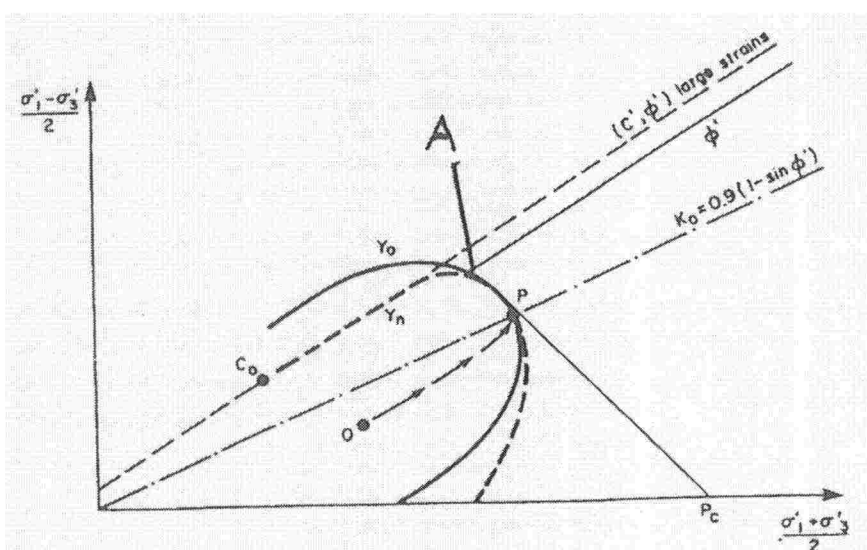
$$s_u = \alpha \cdot \sigma'_c$$

$$\alpha = 0,22$$

Lähteen /17/ mukaan pohjoismaisilla normaalikonsolidoituneilla savilla on α :n arvo 0,30...0,35 σ'_v :n suhteen laskettuna. Tästä osa on ikääntymisen aiheuttamaa. Arvioitaessa lujuuden kasvua voidaan käyttää kaavaa

$$ds_u = (0.20 \dots 0.25) \cdot \sigma'_c$$

Kaavan käyttö edellyttää esikonsolidaation ja vallitsevan huokospaineen määrittystä. Kerroin α voidaan luotettavimmin tarkastaa suoran leikkauskokeen (CU) avulla.



Kuva 30. Myötöpinta penkereen alla ennen rakentamista (yhtenäinen viiva) ja rakentamisen jälkeen (katkoviiva). /5/

Tehtyjen havaintojen mukaan suhde s_u / σ'_c luonnontilaisella kuormittamattomalla savella on noin 0,25...0,40. Kun savea kuormitetaan yli alkuperäisen konsolidaatiojännityksen, suhde putoaa s_u / σ'_c noin arvoon 0,18...0,25. Lujuus s_u on samanaikaisesti joko kasvanut, pysynyt samana tai laskenut suhteessa alkuperäiseen arvoonsa.

Ilmiö selittyy myötöpinnan yläosan ”romahtamisella”, joka tapahtuu jännitystason σ'_c ylittäessä alkuperäisen konsolidaatiojännityksen σ'_{c0} . Suurempi lujuus s_u ja sitä vastaava suurempi s_u / σ'_c arvo liittyvät alkuperäiseen myötöpintaan ja vastaavasti myöhemmin penkereen aiheuttaman konsolidoitumisen jälkeiseen uuteen myötöpintaan liittyvät alhaisemmat s_u / σ'_c arvot. Ilmiö tarkoittaa samaa kuin yleisesti tunnettu totuus: ”Kun maa on kerran kuormitettu normaalikonsolidoidulla alueelle, ei ikääntymisen ja mahdollisen ylikonsolidaation aikaansaamaa lujuutta voida enää mobilisoida”.

Penkereen alta mitatut s_u / σ'_c (0,18...0,25) arvot ovat lähellä Mesrin määrittämää $s_u / \sigma'_c = 0,22$ suhdetta, joka taas perustui tapahtuneista sortumista koottuihin tietoihin. Tällä perusteella on esitetty, että murtotilanteessa vaikuttava lujuus on σ'_c funktio ja lasketaan kaavasta (vrt. edellinen kappale ”Esikonsolidaatio”).

$$s_{ur} = \alpha \cdot \sigma'_c$$

$$\alpha = 0.22$$

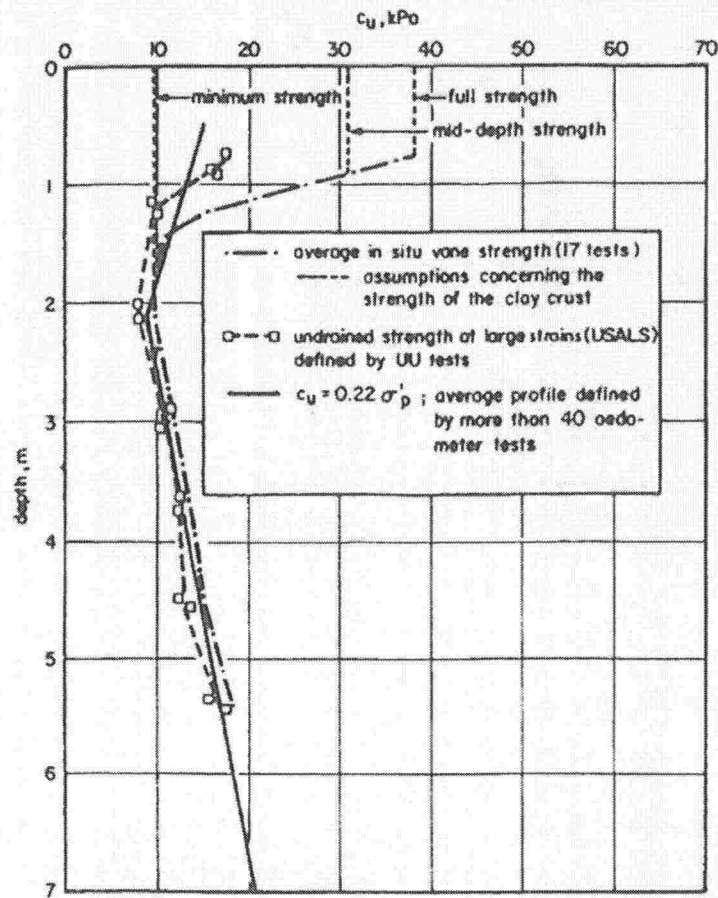
Tämä s_{ur} kuvaa lujuuden minimiarvoa ns. jäännöslujuutta liukupinnalla ja vastaa pistettä C_0 kuvassa 30.

Merkillepantavaa on, että maan lujuus saattaa aluksi pudota. Tämä liittyy kuormitus-tilanteeseen, jossa maa alkaa käyttäytyä normaalikonsolidoituneesti ja maan alkuperäinen rakenne murtuu. Edellisestä johtuen kerroin α on eri luonnontilaiselle ja kuormitetulle maalle. Laskettaessa lujuuden kasvua kaavalla

$$ds_u = 0,22 \cdot d\sigma'_c$$

pitää alkuperäisenä lujuutena, johon ds_u lisätään, käyttää vähän penkereen rakentamisen jälkeen penkereen alla vallitsevaa lujuutta.

Kuvassa 31 on esitetty yksi lähteessä /25/ esitetystä leikkauslujuuksien vertailuista.



Kuva 31. Suljettu leikkauslujuus määritettynä eri menetelmillä. /25/

Tutkimuksessa määritettiin saven lujuuksia kaavalla $s_{ur} = 0.22 \sigma'_c$, redusoidulla siipikairalla, suoralla leikkauskokeella ja kolmiaksiaalikokeilla. Havaintojen mukaan kaavalla $s_{ur} = 0.22 \sigma'_c$ lasketut lujuudet vastasivat hyvin kolmiaksiaalikokeiden suurilla muodonmuutoksilla määritettyjä jäännös lujuuksia (piste C_0). Tällä perusteella on päätelty kaavan $s_{ur} = 0.22 \sigma'_c$ antavan käytettävissä olevan lujuuden minimiarvon.

Jäännöslujuutta lukuun ottamatta stabiliteettilaskelmissa käytetyt lujuudet ovat riippuvia edeltävästä jännityspolusta. Ainoastaan pistettä C_0 vastaava jäännöslujuus ei ole jännityspolusta riippuva. Tästä syystä stabiliteettilaskelmissa suositellaan käytettäväksi joko suurilla muodonmuutoksilla tai kaavalla $s_{ur} = 0.22 \sigma'_c$ määritettyä kiinteää lujuusprofiilia. Huomattavaa on, että näin saadaan varmuuskertoimen minimiarvo.

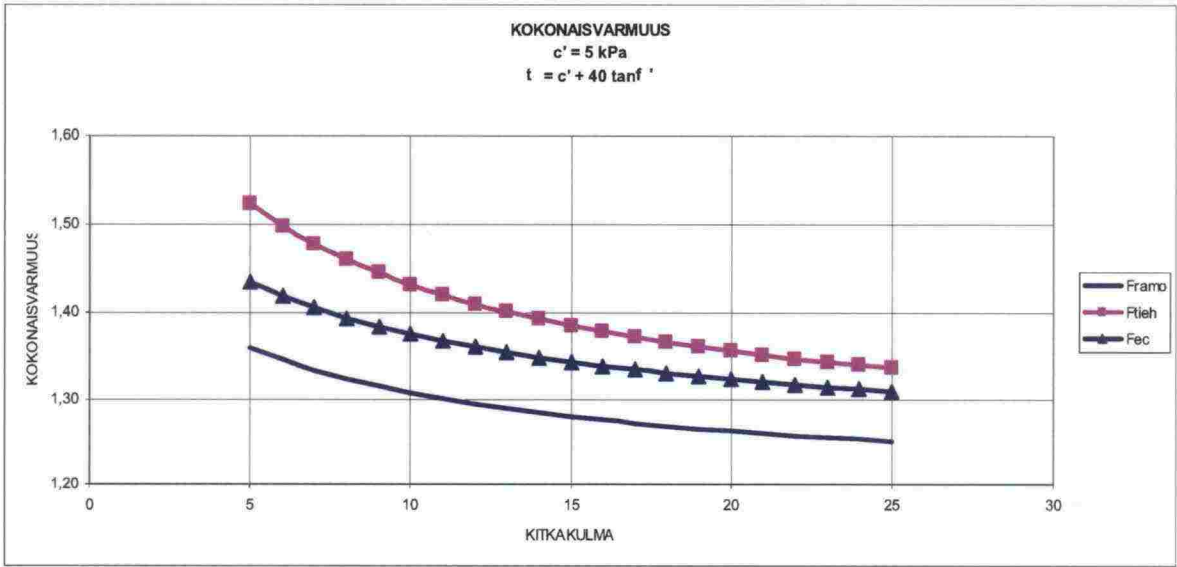
Bjerrumin siipikairauksen reduktio perustuu alkuperäisestä kuormittamattomasta maasta mitattuun lujuuteen, joka taas perustuu alkuperäiseen myötöpintaan. Penkereen alla maan rakenne rikkoutuu ja myötöpinta tippuu suurten muodonmuutosten murtosuoralle. Lähteiden mukaan siipikairan reduktion tarve liittyy nimenomaan alkuperäiseen myötöpintaan eikä näin ollen penkereen alta tehtyjä siipikairauksia tarvitse redusoida.

1.5 Varmuuskertoimista

Alla olevassa taulukossa on esitetty normaalitapauksissa käytettävät varmuuskertoimet Ratateknisten määräysten ja ohjeiden (RAMO), Eurocoden ja Tiehallinnon ohjeiden mukaan.

	RAMO	Eurocode 7	Tiehallinto
Kuormat			
Pysyvä	1	1	1
Muuttuva	1,3	1,3	1
Tehokkaat lujuusparametrit			
$\tan \varphi$	1,2	1,25	1,25
c	1,5	1,6	1,8
Suljettu lujuus			
s_u	1,5	1,4	1,8

Kuvassa 32 on esitetty eri lähteiden mukaisia tehokkaiden parametrien osavarmuuksia vastaavat kokonaisvarmuudet.



Kuva 32. Osavarmuuksia vastaavat kokonaisvarmuudet kun kuorman osavarmuus on 1,0.

Kuvassa 32 on esitetty edellisen taulukon osavarmuuksia vastaavat kokonaisvarmuudet tehokkaalla normaalijännityksellä 40 kPa. RAMOssa käytetään s_u :lle varmuutta 1,5. Vastaavasti $c'-\varphi'$:llä laskettu varmuus on 1,25...1,35 kitkakulmasta ja koheesio suhteesta riippuen. Kun huomioidaan, että normaalikonsolidoidulla alueella c on lähellä nollaa saadaan $F_{\text{kok } s_u} = 1,5$ ja $F_{\text{kok } c\varphi} = 1,25$. Eli tehokkailla parametreilla laskettaessa vaaditaan nykyisissä ohjeissa huomattavasti pienempää varmuustasoa.

Kun huomioidaan, että $c'-\varphi'$ -analyysi antaa suuremman varmuuskertoimen kuin suljetun tilan s_u analyysi, on pienemmän varmuustason käyttö $c'-\varphi'$ -analyysin yhteydessä kyseenalaista. Asiaa perustellaan usein $c'-\varphi'$ -analyysin teoreettisella paremmuudella. Käytännössä liittyy $c'-\varphi'$ -analyysin parametrien valintaan ja laskentaan kuitenkin enemmän epävarmuustekijöitä, kuin yksinkertaisemmalla suljetun tilan s_u analyysillä.

1.6 Mitoituskäytäntö Pohjoismaissa

1.6.1 Johdanto

Eri maiden rataviranomaisten laatimat stabiliteettilaskentaa koskevat ohjeet noudattelevat luonnollisestikin maiden yleistä mitoituskäytäntöä. Ruotsalaiset ratapenkereen stabiliteettilaskennan ohjeet (Banverket 2002a) ja käsikirja (Banverket 2002b) viittaavat runsaasti Ruotsissa tehtyyn laajaan stabiliteettiselvitykseen (Skredkommissionen 1995). Ruotsalainen erikoisuus on niin sanotun yhdistetyn analyysin käyttö. Yhdistetyllä analyysillä tarkoitetaan laskentatapaa, jossa hienorakeisille maa-lajeille annetaan sekä suljetun että avoimen tilan lujuus ja valitaan näistä lamelli-kohtaisesti pienin arvo. On mielenkiintoista huomata, että yhdistetyn menetelmän käyttöön johtivat pitkälti pohdiskelut, tulisiko stabiliteettilaskelmissa hienorakeisilla mailla käyttää tehokkaiden jännitysten vai kokonaisjännityksen menetelmää (Larsson 1983). Norjalainen erikoisuus on ADP-menetelmän käyttö, jolla myös pyritään oikean lujuuden käyttöön huomioimalla suljetun leikkauslujuuden anisotrooppisuus. Tanskassa vanhojen ratapenkereiden stabiliteetin arvioiminen tapahtuu paljolti laajan painuma-havaintopisteverkon avulla.

1.6.2 Varmuuskertoimet

Ruotsalaisten ohjeiden mukaan (Banverket 2002) stabiliteettilaskelmat jaetaan neljään perustapaukseen. Tapaukset ja niitä vastaavat kokonaisvarmuuskerroinmerkinnät ovat:

- suljetun tilan vakavuus F_c
- avoimen tilan vakavuus $F_{c\phi}$
- yhdistetyn analyysin vakavuus F_{KOMB}
- kitkamaalajien vakavuus F_ϕ

Eri laskentatapojen vaadittavat varmuusluvut on esitetty taulukossa 1. Ohjeiden (Banverket 2002) mukaan alemmaa varmuuslukua käytetään suotuisissa olosuhteissa. Epäsuotuisissa olosuhteissa vaaditaan yleensä suuremmat varmuusluvut. Käytännössä joudutaan kuitenkin usein valitsemaan alhaisimmat sallitut varmuusluvut kustannus-syistä (Smekal 2004).

Taulukko 1. Penkereen vaaditut kokonaisvarmuuskertoimet stabiliteetin suhteen (Banverket 2002).

Alustavat laskelmat	$F_c \geq 2,0 + F_{c\phi} \geq 1,5$	
Yksityiskohtaiset laskelmat	$F_c \geq 1,5-1,8 + F_{KOMB} \geq 1,35-1,5$	$F_\phi \geq 1,3$

Osavarmuusmenetelmän käyttö on myös sallittu, mutta sitä ei toistaiseksi juurikaan käytetä.

Norjalaisten ohjeiden mukaan ratapenkereiden stabiliteettitarkastelu tehdään osa-varmuusmenetelmällä. Materiaalien osavarmuuskertoimien valinnassa huomioidaan, miten lujuus on määritetty, minkälainen murtumismekanismi maamateriaaliin syntyy sekä kuinka vakavat seuraukset stabiliteetin menetyksestä seuraa (Jernbaneverket 2000). Ohjeelliset materiaaliosavarmuuskertoimet on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Materiaaliosavarmuuskertoimet stabiliteettitarkasteluissa Norjalaisten ohjeiden mukaan (Jerbaneverket 2000).

Laskentatapa	Vaurioitumislukokka	Murtomekanismi		
		Sitkeä	Neutraali	Hauras
Tehokkaiden jännitysten analyysi $\alpha\phi$ (c ϕ) Kokonaisjännitysanalyysi ADP-menetelmä	vähäinen	1,2	1,3	1,4
	vakava	1,3	1,4	1,5
	hyvin vakava	1,4	1,5	1,6
Kokonaisjännitysanalyysi s_u -menetelmä	vähäinen	1,4	1,55	1,7
	vakava	1,55	1,7	1,85
	hyvin vakava	1,7	1,85	2,00

Tanskassa on pitkät perinteet käyttää (ainoastaan) osavarmuuslukumenetelmää. Ratapenkereiden stabiliteettitarkasteluissa käytetyt osavarmuusluvut saadaan Tanskan standardista (DS 415) ja ne ovat taulukon 3 mukaiset.

Taulukko 3. Materiaaliosavarmuuskertoimet stabiliteettitarkasteluissa Tanskan standardin mukaan (DS 415, lähteenä Banedanmark 2004).

		Varmuusluokka	
		Normaali	Korkea
Kitkakulman tangentti	γ_ϕ	1,2	1,3
Koheesio kantavuustarkasteluissa	γ_{c1}	1,8	2,0
Koheesio stabiliteetti ja maanpaine laskuissa	γ_{c2}	1,5	1,65

Tanskalaisen käytännön mukaan ratapenkereet on tähän asti laskettu normaalin varmuusluokan kertoimilla. Käynnissä on kuitenkin keskustelu, tulisiko korkean varmuusluokan kertoimia käyttää.

1.6.3 Kuormat

Eri Pohjoismaiden käytäntö junakuormien laskemisessa poikkeaa etenkin Tanskan osalta hieman toisistaan. Ruotsissa 25 tonnin akselikuorma mallinnetaan 80 kN/m linjakuormana. Tätä korotetaan dynaamisella kertoimella ja ylikuormakertoimella, jolloin päädytään 110 kN/m laskentalinjakuormaan. Stabiliteettilaskelmissa tämä mallinnetaan 2,5 m levyisenä 44 kPa tasaisena kuormana. Malmiradalla (Malmbanan) käytetään edellisestä poiketen suurempaa akselikuormaa, jolloin päädytään 150 kN/m laskentalinjakuormaan. Käytettävään laskentakuormaan vaikuttaa myös laskentamenetelmä. Yhdistetyn analyysin tapauksessa junakuormaa pienennetään 20 % ja avoimen tilan analyysissä ei junakuormaa huomioida lainkaan.

Norjassa mitoittavana junakuormana käytetään 110 kN/m linjakuormaa. Mikäli raiteita on kaksi, käytetään sekä Norjassa että Ruotsissa 110 kN/m junakuormaa toisella raiteella ja 90 kN/m junakuormaa toisella.

Tanskassa käytetään muista pohjoismaista poikkeavia ja niitä suurempia junakuormia. Uusilla rataosuuksilla käytetään laskentakuormana 200 kN/m linjakuormaa. Vanhoilla

radoilla käytetään radan luokasta ja tehtävästä parannustoimesta riippuen joko 110, 150 tai 200 kN/m linjakuormaa. Mikäli raiteita on kaksi, ei toiselle raiteelle tarvitse kuitenkaan otaksua junakuormaa.

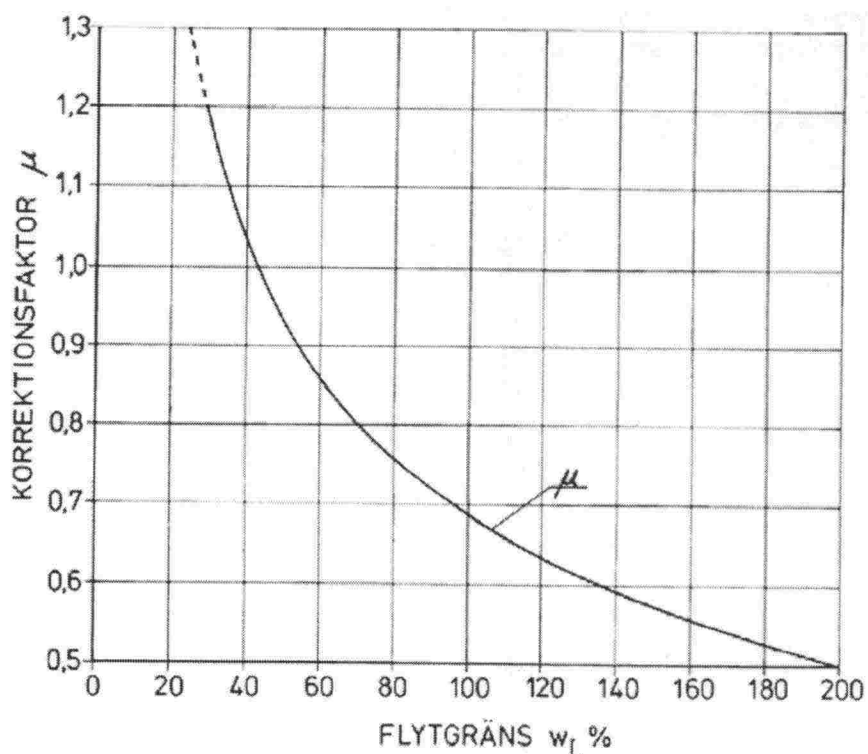
1.6.4 Parametrien määrittäminen ja stabiliteetin laskenta

Ruotsin ratahallinnon Banverketin julkaisemassa stabiliteetilaskennan käsikirjassa (Banverket 2002b) on käsitelty yksityiskohtaisesti pohjatutkimusten suorittamista. Tässä selvityksessä tuota julkaisua referoidaan lyhyesti oleellisilta osiltaan.

Käsikirjassa (Banverket 2002b) korostetaan penkereen läpi tehtävien tutkimusten tärkeyttä. Niiden avulla voidaan määrittää penkereen alapinnan taso, joka vanhoilla penkereillä voi olla huomattavasti suunnitelmissa esitettyä alempana. Niin ikään penkereen läpi tehtävillä tutkimuksilla voidaan arvioida suljetun leikkauslujuuden kasvua penkereen painosta aiheutuneen konsolidoinnin seurauksena. Lujuuden kasvulla on yleensä merkitystä, mikäli penkereen painosta aiheutuva kuormitus on ylittänyt saven esikonsolidaatiojännityksen. Tällöin penger on myös painunut enemmän. Vaikka penkereen läpi tehtävien tutkimusten tärkeyttä painotetaan, niitä ei ole aina mahdollista tehdä esimerkiksi kustannus- tai aikataulusyistä (Smekal 2004). Tällöin on joskus turvauduttu lujuuden kasvun arvioimiseen laskelmien avulla.

Suljettu leikkauslujuus määritetään Ruotsissa yleensä siipikairalla. Muita yleisesti käytettyjä menetelmiä ovat kartiokoe ja CPT-kairaus. Näiden lisäksi suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää suoralla leikkauskokeella, dilatometrillä tai empiiristen yhtälöiden avulla. Siipikairalla tai kartiokokeella saadut tulokset tulee korjata maan juoksurajan perusteella kuvan 1 mukaisesti.

Ruotsissa käytetään ainoastaan suljetun tilan parametreja vanhojen ratapenkereiden stabiliteetin laskentaa junakuormalla.



Kuva 33. Siipikairalla ja kartiokokeella määritetyn suljetun leikkauslujuuden korjauskerroin (Banverket 2002b).

Avoimen tilan lujuus koheesio ja välimaalajeissa voidaan ruotsalaisen ohjeen mukaan yleensä arvioida empiirisesti suljetun leikkauslujuuden tai esikonsolidaatiojännityksen avulla. Tällöin oletetaan, että

$c' = 0,1 s_u$ tai vaihtoehtoisesti $0,03\sigma_c$
 $\varphi' = 30^\circ$

Löyhässä siltissä oletetaan koheesio olevan nolla ja kitkakulma arvioidaan taulukoiden 4 ja 5 avulla.

Taulukko 4. Kitkakulman arviointi maalajin ja tiiviiden perusteella (Banverket 2002b)

Tiiveys	Maalaji						
	Siltti	Hiekka	Sora	Hiekka- moreeni	Sora- moreeni	Sepeli	Louhe
Löyhä	26°	28°	30°	35°	38°	30°	40°
Tiivis	33°	35°	37°	42°	45°	38°	45°

Taulukko 5. Kitkakulman arviointi painokairausvastuksen ja heijarikairausvastuksen perusteella (Banverket 2002b).

Suhteellinen tiiviys	Painokairaus puolikierrroksia/0,2 m	Heijarikairaus lyöntiä/ 0,2 m	ϕ' (°)
Hyvin löyhä	0–10	0–4	29–32
Löyhä	10–30	4–8	32–35
Keskitiivis	30–50	8–14	35–37
Tiivis	50–90	14–30	34–40
Hyvin tiivis	>90	>30	40–42

Vaihtoehtoisesti voidaan avoimen tilan lujuus koheesio- ja välimaalajeissa määrittää avoimien leikkauskokeiden tai avoimien kolmiaksiaalikokeiden avulla. Konsolidoitujen suljettujen kokeiden käyttöä ei mainita lainkaan.

Kitkamaalajeilla kitkakulma voidaan arvioida CPT-tulosten perusteella, tai arvioida maalajin ja tiiveyden tai paino- ja heijarikairausvastusten perusteella taulukoiden 4 ja 5 avulla (Banverket 2002b). Taulukon 4 arvojen oletetaan pätevän uusilla penkereillä. Vanhoilla penkereillä lujuus arvioidaan yleensä kairausvastuksen perusteella.

Ruotsalaisten ohjeiden mukaan voidaan aluksi tehdä yksinkertaistettu tarkastelu, jolla selvitetään, onko stabiiliteettiongelmia olemassa. Alustavassa tarkastelussa oletetaan, että penger ja junakuorma muodostavat pintakuorman ilman omaa lujuutta. Tasaisella maalla saadaan tällöin:

$$F_c = 5,53 \frac{s_{u\min}}{q}$$

missäs_u = suljetun leikkauslujuuden pienin arvo penkereen alla
 missä q = penkereen omapaino lisättynä junakuormalla jaettuna ratapölkkyjen pituudelle ja jakamalla kuorma penkereen läpi esim. Boussinesq'n avulla.

Laskelma on varmallalla puolella. Mikäli varmuuskerroin ei ole selvästi riittävä, tehdään tarkempi tarkastelu. Yksityiskohtaisissa stabiliteettitarkasteluissa otetaan huomioon penkereen poikittaisgeometria, ulkoinen kuorma (junakuorma), pengermateriaalin lujuus, pohjamaan lujuusvaihtelu sekä mahdollisesti kovan pohjan läheisyys. Laskelmat tehdään yleensä tietokoneohjelmalla, joista Postograf ja SlopeW ovat yleisimmät. Penkereen lujuus arvioidaan taulukoiden 4 ja 5 avulla.

Myös Tanskassa tehdään tutkimuksia penkereen läpi. Suljettu leikkauslujuus määritetään yleensä siipikairalla. Liejulla ja turpeella lasketaan sekä suljetun- että avoimen tilan stabiliteetti. Liejulla siipikairalla määritetty suljettu leikkauslujuus redusoidaan kertoimella k joka on

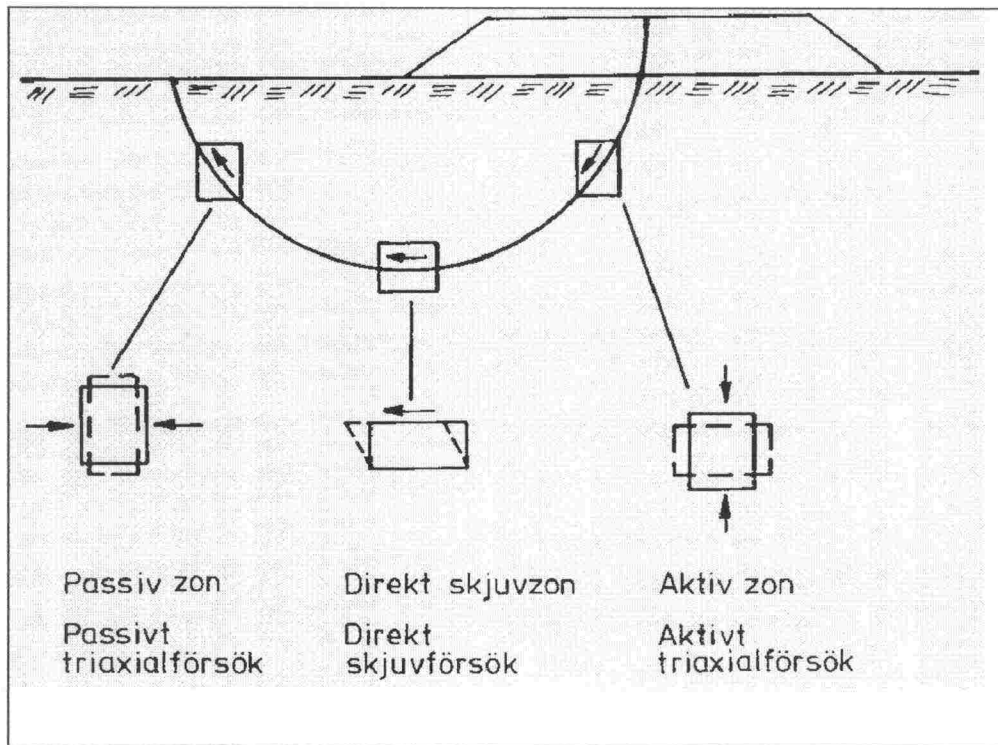
$$k = 1,2/(1+0,01 I_p) \leq 1,0$$

Mikäli plastisuuslukua I_p ei ole määritetty, käytetään kertoimella k arvoa 0,6 (Banedanmark 2004).

Liejun ja turpeen tehokkaat lujuusparametrit ovat muodonmuutostasosta riippuvia. Tanskassa käytetään tämän johdosta eri parametreja liukupinnan aktiivi- ja passiivipuolilla. Aktiivipuolen koheesion oletetaan olevan nolla. Passiivipuolella koheesio määritetään joko kriittisten penkereiden jälkilaskentojen avulla tai kokemuseräisen yhtälön $c' = 0,1 \cdot s_u$ avulla. Kitkakulman oletetaan olevan suurempi aktiivipuolella. Tanskassa stabiliteetin arvioiminen tehdään yleensä runsaan painumahavaintopisteverkon avulla. Mikäli painumat ylittävät 0,5 mm kuukaudessa, arvioidaan penkereen stabiliteetti huonoksi. Myös painumanopeuden kasvua käytetään merkkinä stabiliteetin heikkenemisestä.

Norjassa stabiliteettitarkastelu tehdään sekä suljetun että avoimen tilan menetelmillä. Lyhyen tilan stabiliteetin laskentaan koheesiomaissa käytetään yleensä suljetun tilan parametreja. Suljetun tilan analyysin erikoistapauksena käytetään Norjassa NGI:n esittämää ADP-menetelmää (Active Direct Passive), jossa suljetun leikkauslujuuden anisotrooppisuus otetaan huomioon määrittämällä lujuus erikseen aktiivi-, leikkaus- ja passiivivyyhyhykkeille, kuva 2. Koska suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää eri kokeiden tehokkaista jännityspoluista, voidaan menetelmää pitää eräänlaisena väli-muotona suljetun ja tehokkaiden jännitysten menetelmien välillä.

Svanö (1981) on myös esittänyt menetelmän ja ohjelman, jolla suljetussa tilassa tapahtuva huokosvedenpaineen kasvu voidaan arvioida murtotilassa, kun stabiliteettilaskenta tehdään lamellimenetelmällä tehokkaita jännityksiä käyttäen. Menetelmä ei kuitenkaan enää ole yleisessä käytössä. Sen sijaan Plaxis fem -ohjelman käyttö on yleistynyt. Elementtimenetelmään perustuvilla ohjelmilla (kuten Plaxis) voidaan tehdä suljetun tilan stabiliteettitarkastelu tehokkaiden jännitysten menetelmällä.



Kuva 34. Norjassa käytössä oleva ADP-menetelmä (kuva Banverket 2002b).

1.7 Kirjallisuusluettelo

Nro	Julkaisija	Vuosi	Julkaisu
1	Banverket	2004a	Stabilitetsanalyser Föreskrift (BVH 585.10), Banverket, Huvudkontoret, Borlänge
2	Banverket	2004b	Stabilitetsanalyser Hanbok (BVH 585.10), Banverket, Huvudkontoret, Borlänge
3	Bergdahl, Eriksson, Larsson	1987	Evaluation of shear strength in cohesive soils with special reference to Swedish practice and experience. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 10 No.3, Sept. 1987, pp. 105-112
4	Bernander, Bernander, Holmberg, Svensk	1985	Shear strength and deformation properties of clays in direct shear tests at high strain rates. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., 11(2): 987-990.
5	Blanchet, Garneau, Leroueil, Tavenas	1978	The stability of stage-constructed embankments on soft clays. Canadian Geotechnical Journal, 15, pp. 283-305.
6	Blanchet, Garneau, Leroueil, Tavenas	1979a	The stability of stage-constructed embankments on soft clays: Reply Canadian Geotechnical Journal, 16, pp. 430-431.
7	Bishop, Bjerrum	1960	The relevance of the triaxial test to the solution of the stability problems. Proceedings, ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, CO pp. 437-501.
8	Broms, Casparian	1965	Effects of rotation of the principal stress axis and the intermediate principal stresses on shear strength. Proceedings, 6 th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, Vol. I, pp. 179-182.
9	Brucy, La Rochelle, Leroueil, Roy, Tavenas	1979	Behaviour of destructured natural clays. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 105 (GT6), pp. 759-778.
10	Carlson B	2004	Daemningers stabilitet, Notat. , Banedanmark
11	Carlson B	2004	Henkilökohtainen kirjeenvaihto / haastattelu
12	Crooks, Folkes,	1985	Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments. Canadian Geotechnical Journal, 22, pp. 357-374.

- | | | | |
|----|--|------|--|
| 13 | Crooks, Folkes | 1986 | Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments: Reply Canadian Geotechnical Journal, 23, p. 413. |
| 14 | Fujiwara, Mitachi | 1987 | Undrained shear behaviour of clays undergoing long-term anisotropic consolidation Soils and Foundations, 27(4): 45-61. |
| 15 | Hanzawa, Kishida, Matsuda | 1982 | Stability analysis with the effective stress method for embankments constructed on an alluvial marine clay. Soils and Foundations, Vol. 22 (3), pp. 32-46. |
| 16 | Jernbaneverket | 2000 | Underbygning Regler for prosjektering og bygging |
| 17 | Jiang, Magnan | 1997 | Stability analysis of embankments
Comparison of limit analysis with methods of slices. Geotechnique, 47 (4): 857-872. |
| 18 | Juarez-Badillo | 1994 | General stress-strain-time equation for soils. International Conference on International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., 13(1): 337-348. |
| 19 | La Rochelle, Pilot, Trank | 1982 | Effective stress analysis of the stability of embankments on soft soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 19 (4), pp. 433-450. |
| 20 | Larsson R. | 1983 | Släntstabilitetsberäkning i lera skall man använda totalspänningsanalys, effektivspänninganalys eller kombinerad analys. SIG, Rapport No. 19, Lindköping |
| 21 | Law | 1979 | Triaxial-vane test on a soft marine clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16 (1), pp. 11-18. |
| 22 | Law | | Initial slides in Leda clay |
| 23 | Leblanc, Roy | 1988 | Factors affecting the measurement and interpretation of the vane strength in soft sensitive clays. Vane Shear Strength Testing of Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014: 117-128. |
| 24 | Leroueil Tavenas, Trak, | 1980 | Remarks on the validity of stability analyses. Canadian Geotechnical Journal, 17, pp. 61-73. |
| 25 | Leroueil, La Rochelle, Roy Tavenas, Trak | 1979 | A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays. 32 nd Canadian Geotechnical Conference, Quebec, P.Q., Preprint. |
| 26 | Leroueil, Tavenas | | Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments: Discussion Canadian Geotechnical Journal, 23, p. 410-413. |

- | | | | |
|----|---------------------------------|------|---|
| 27 | Leroueil | 1994 | Evaluation of undrained shear strength under embankments on soft clays. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., 13(5): 85-86. |
| 28 | Leroueil, Magnan, Tavenas, Wood | | Embankments on soft clays. |
| 29 | Mesri | 1975 | Discussion of new design procedure for stability of soft clays. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101 (GT4), pp. 409-412 |
| 30 | RIL R.Y. | 1990 | Maa- ja kallioliuskien vakavuus. RIL 157-2 Geomekaniikka II 14.1...14.325, 14.33...14.6 |
| 31 | Skredkommissionen | 1995 | Anvisningar för släntstabilitetsutredningar. Rapport 3:95, Lindköping |
| 32 | Slunga | 1983 | Humuspitoisuuden vaikutus hienorakeisten maalajien leikkauslujuuteen. VTT Tutkimusselostus, Projektinumero 328003 |
| 33 | Slunga | 1983 | On the increase in shear strenght in soft clay under an old embankment. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., 8(1): 83-89. |
| 34 | Smekal A. | 2004 | Henkilökohtainen kirjeenvaihto / haastattelu |
| 35 | Svanö G. | 1981 | Undrained effective stress analyses. Doctoral thesis. The Norwegian Institute of Technology (NTH), Trondheim |
| 36 | Tavenas, Leroueil | 1980 | The behaviour of embankments on soft clay. Canadian Geotechnical Journal, 17, p. 237-260. |
| 37 | Torstensson | 1985 | Time depended effects in the field vane test. Proceedings of the 11 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco 12-16 August 1985. |
| 38 | Wood D. M. | | Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press |
| 39 | Zackrisson | | Effects of passing trains on the stability of railroad embankment foundations |

2 DYNAAMINEN OSA

2.1 Johdanto

Kirjallisuustutkimuksessa on käyty läpi aineistoa ratadynamiikasta ja ratapenkereiden vakavuuslaskentaan liittyvistä asioista parin vuosikymmenen ajalta. Pääosa läpikäydystä aineistosta on peräisin tietokantahauista Transport-tietokantaan. Näissä hauissa löytyi etsityillä hakusanoilla satoja viitteitä, joista läpikäynnin jälkeen jäi aiheeseen liittyviä viitteitä vain muutama kymmen.

Aiheisiin: junakuormituksen dynaamisuuden vaikutus stabiiliteettilaskelmiin ei löytynyt kuin yksi valmiimpi menettelytapa – pääosin löytyi menettelytapoja huokospaineen ennakoimiseen sekä arvioita liittyen kuormitusnopeuden ja kuorman syklisyyden vaikutuksesta suljettuun leikkauslujuuteen.

Turpeen osalta tehdyt tietokantahaut eivät tuottaneet mainittavaa tulosta. Turpeen materiaaliominaisuuksista syklisessä/dynaamisessa kuormituksessa oli aineistoa vain yhdessä viitteessä.

Kaikki aihepiiriin yleisemminkin liittyvät artikkelit on listattu ja kustakin viitteestä on esitetty lyhyt yhteenveto. Kuvanumerointi on aina viitteen kuvanumeroinnin mukainen. Loppuun on koottu lyhennelmä Ruotsin Banverketin Ratapenkereen vakavuus - projektin loppuraportista.

Yleinen johtopäätös kaikesta myöhemmin referoidusta aineistosta on se, että savilla, silteillä ja miksei myös turpeilla vakavuustarkastelun olennaisin asia on huokospaineen kumuloituminen syklisen kuormituksen johdosta ja huokospaineen vaikutus analyysissä käytettäviin lujuusparametreihin – erityisesti suljettuun leikkauslujuuteen. Vakavuus-analyysin kannalta tärkeimpiä tarkasteltavia asioita ovat lujuuden muodonmuutosnopeusriippuvuus sekä toistuvan kuormituksen lujuutta alentava vaikutus.

Aineisto

- VR:n kirjasto: ERRI:n edeltäjä ORE ja ERRI, European Rail Research Institute (D71, D101, D161.1, D189) (tietokannasta ei löytynyt mitään aiheeseen liittyvää)
- Tietohaut SGI ja Transport tietokannasta (hakusanat alla)
- Muut viitteet (esim. Nottingham, kirjallisuus, sarjajulkaisut)
- NORDVIB / ENVIB -projektin tiedostot

Hakusanoja

Alla on listaus hakusanoista, joita käytettiin haettaessa sopivia viitteitä SGI-Line ja Transport tietokannoista.

- rail* AND embank* AND stabilit*
- time AND depen* AND stre* AND rail*
- embank* AND stabilit* AND pore AND water
- embank* AND pore AND water NOT consol*
- embank* AND time NOT consol*
- dynamic and soil and train
- (Peat or (organic and soil)) and rail
- (peat or (organic and soil)) and strength

- (peat or (organic and soil)) and strength and vane

Tässä osassa on esitetty lyhyet yhteenvedot asiaan jollain tavalla liittyvistä artikkeleista.

Savi ja syklinen kuormitus

Saven syklistä käyttäytymistä on tutkittu paljon. Laajempia tutkimuksia on tehty mm. Norjassa, jossa tutkimus liittyi öljynporauslauttojen painumien ja stabiliteetin määrittelyyn (Andersen & Laurizsen 1988). Norjalaisten laajaa ja monipuolista koeaineistoa on hyödynnetty myöhemminkin monessa tutkimuksessa ja useiden tutkijoiden toimesta, kuten myös Ruotsin Banverketin laajassa vakavuusanalyysiin liittyvässä tutkimuksessa.

Andersen, K.H., Laurizsen, R. (1988) Bearing capacity for foundations with cyclic loads. Journal of geotechnical engineering. Vol 114, no 5, 1988. 540–555.

Artikkelissa esitetään menetelmä, jolla voidaan laskea suljetussa tilassa olevan pohjaan päällä olevan staattisille ja syklisille kuormille alttiin perustuksen kantavuus. Termi syklinen leikkauslujuus määritetään ja laboratoriokokeiden avulla osoitetaan, miten maa-alkion murtumistyyppi riippuu keskimääräisestä ja syklisestä leikkausjännityksestä ja syklien määrästä. Laskentamenettely perustuu laboratoriokokeiden tuloksiin. (Menettelyn vahvuus ja heikkous. Vahvuus siksi, että kokeet tulisi tehdä aina kyseisen paikan materiaaleilla ja edustavilla koetyypeillä ja jännitystasoilla, jotka vastaavat kohteen kuormituksia. Heikkous siksi, että menetelmää ei ole määritetty teoreettisesti ja myös siksi, että ehdotetut koemenetelmät ja koetyypit ovat useimmissa tapauksissa mahdottomia toteuttaa sekä taloudellisesti että teknisesti (laitteiden saatavuus).)

Menetelmä myös takaa muodonmuutosten yhteensopivuuden liukupinnan eri osissa ottaa huomioon keskimääräisten jännitysten uudelleenjakautumisen suljetussa tilassa tapahtuvan syklisen kuormituksen aikana. Menetelmä tuottaa murtokuorman, kriittisen murtopinnan paikan ja kertoo, tapahtuuko perustuksen painuma suurten syklisten siirtymien tai suurten keskimääräisten siirtymien (painumien) tai näiden kahden yhdistelmän johdosta. Artikkelin myös esittää eri koetyypeillä Drammenin savella tehtyjen kokeiden suljetun syklisen leikkauslujuuden tuloksia sekä tietyille syklimäärälle että tietyille myrskykuormitukselle.

Artikkelin tärkein anti on tehtyjen kokeiden pohjalta piirretyt nomogrammit, joista voidaan lukea syklinen leikkauslujuus kuormitustavan, syklin amplitudin, keskimääräisen leikkausjännityksen ja kuormituskertaluvun suhteen. Nomogrammit eivät ole yleisesti kattavia, vaan pätevät ainoastaan Drammenin savelle.

Potts, D.M. (1985). Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering – 2. Eds. Banerjee, P.K., Butterfield, R. Elsevier Applied Science Publishers Ltd 1985. 105–138

Potts on kehittänyt mallin saven käyttäytymiselle syklisessä kuormituksessa. Malli perustuu norjalaisen Andersenin Drammenin savella tekemien kokeiden tuloksiin, jotka liittyvät off-shore-porauslauttoihin ja niille ominaisiin kuormituksiin. Andersenin koetulokset käsittivät kolmiakselisen extension ja compression -kokeet sekä suora-

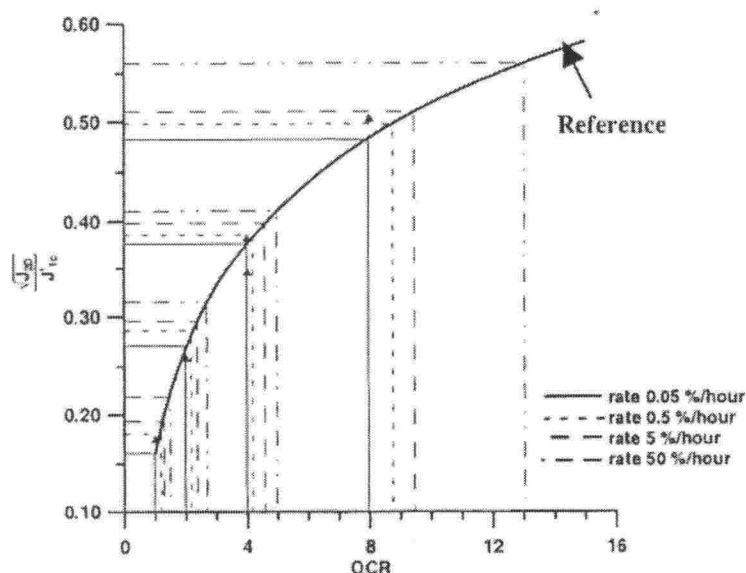
leikkauskokeen. Potts'n malleilla voidaan ennustaa huokospaineen, leikkausmuodonmuutoksen ja leikkauslujuuden muutokset kuormituskertaluvun mukaan.

Kuormitusnopeus

Kuormituksen nopeuden on todettu vaikuttavan materiaalin kapasiteettiin – suljettuun leikkauslujuuteen – monissa tutkimuksissa, ei kuitenkaan kaikissa. Lujuus kasvaa merkittävästi kuormitusnopeuden (muodonmuutosnopeuden) kasvaessa. Tämä lujuuden kasvu voi kompensoida syklisen toistokuormituksen aiheuttaman lujuuden alenemisen lyhytaikaisissa kuormituksissa.

Katti, D.R., Tang, J., Yazdani, S. (2003). Undrained response of clays to varying strain rate. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 129, No3 2003. 278–282.

Kuormitusnopeus vaikuttaa saven suljetun tilan jännitys-muodonmuutoskäyttäytymiseen. Ilmiötä on tutkittu kokeellisesti useissa yhteyksissä. Tässä artikkelissa käytetään aineistoa, jossa kuormitusnopeus vaihtelee neljä dekadia (0.005, 0.05, 0.5, 5 ja 50 %/h), aineisto kattaa myös ylikonsolidaatioasteet 1, 2, 4 ja 8. Kuormituskokeen huippulujuus kasvaa selvästi ja merkittävästi kuormitusnopeuden mukaan. Kasvu on samanlainen kaikilla ylikonsolidaatioasteilla. Vastaavasti huokospaine laskee kuormitusnopeuden kasvaessa. **Kirjoittajat ehdottavat kuormitusnopeuden vaikutuksen huomioonottamista suljetussa leikkauslujuudessa muuttamalla vastaavasti näennäistä ylikonsolidaatioastetta** (kuva 1/Katti & al.).



Kuva 1. Kuva, joka esittää menetelmän, jolla arvioidaan ylikonsolidaatioasteen kasvu muodonmuutosnopeuden kasvun perusteella. Referenssinopeutena käytetään muodonmuutosnopeutta 0.05 %/h (Katti & al. 2003).

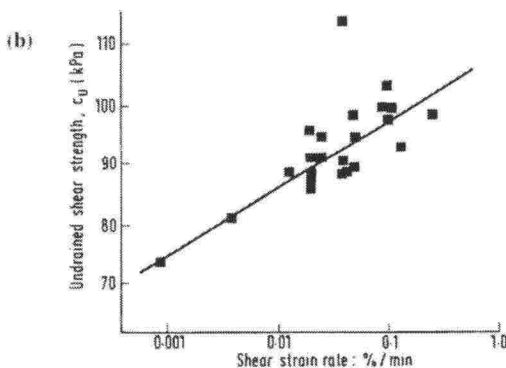
Lefebvre, G., Pfendler, P. (1996). Strain rate and preshear effects in cyclic resistance of soft clay. Journal of geotechnical engineering, Vol 122, no 1, 22–26.

Artikkeli käsittelee kuormitusnopeuden, staattisen leikkausjännityksen ja syklisen kuormituksen vaikutusta saven leikkauslujuuteen. Kokeiden tulokset varmistivat tiedon suljetun lujuuden merkittävästä (jopa 30 %) kasvusta kuormitusnopeuden kasvaessa. Tämä lujuuden kasvu peittää lyhyissä kuormituksissa kokonaan lujuuden vähenemisen

kuormituksen syklistä johtuen. Kirjoittajien koetulosten mukaan 12 ensimmäisen syklin aikana leikkauslujuus on vähintään staattisen leikkauslujuuden suuruinen. Staattisen leikkausjännityksen kohdistaminen näytteeseen ennen syklistä kuormitusta alensi syklistä leikkauslujuutta, mutta vähensi huomattavasti myös lujuuden alenemista syklisen kuormituksen johdosta. Ottamalla huomioon kuormitusnopeuden vaikutus päästään staattista leikkauslujuutta suurempiin lujuusarvoihin. Tämä tarkoittaa sitä, että staattisesti kuormitetussa savessa, johon kohdistuu lyhytaikainen syklinen kuormitus, voidaan käyttää staattista leikkauslujuutta suurempaa lujuusarvoa.

O'Reilly, M.P., Brown, S.F. (1991) Cyclic loading in geotechnical engineering, Chapter 1. Cyclic loading of soils: from theory to design. Editors O'Reilly, M.P., Brown, S.F. Blackies, 1991, 1–18.

Kirjasta on poimittu vain oheinen kuva (kuva 2), josta käy ilmi muodonmuutosnopeuden vaikutus savisen siltin suljettuun leikkauslujuuteen.



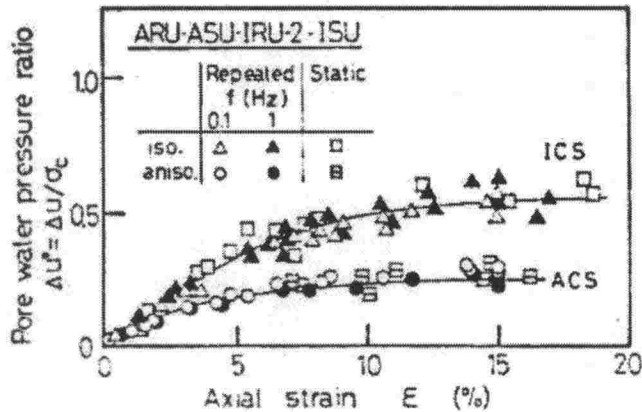
Kuva 2. Muodonmuutosnopeuden vaikutus silttisen saven suljettuun leikkauslujuuteen. (Alkuperäinen viite: O'Reilly, M.P., Brown, S.F., Overy, R.F. (1989). *Viscous effects observed in tests on anisotropically normally consolidated silty clay*. *Geotechnique Vol 39, no 1*. 153–158)

Yasuhashi, K., Yamanouchi, T., Hirao, K. (1982) Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay. Soils and Foundations, Vol 22, no 3, 1982, 77–91.

Tämän häirityllä savella tehdyn tutkimuksen tulokset kirjoittajat kiteyttävät seuraavasti:

- Syklinen lujuus on lähes riippumaton kuormitustaajuudesta ja kuormituksen kestosta, eli kuormitus syklien lukumäärästä
- Syklinen lujuus laskee kuormituksen johdosta jonkin verran
- Sellipaineella normalisoidun huokospaineen kehittyminen voidaan mallintaa hyperbolisella funktiolla leikkausmuodonmuutoksen suhteen, $\Delta u^* = \Delta u / \sigma_c = \epsilon / (a + b \cdot \epsilon)$ (kuva 3).
- Alhaisilla sellipaineilla tehdyissä kokeissa syklinen lujuus ylitti staattisen lujuuden 5...20 %:lla

A.F.L. Hyde (Soils and Foundations, Vol 23, no 2, 1983, 170–171) kritisoi esitettyjä johtopäätöksiä perusteluna epäily huokospaineen mittauksen epätarkkuudesta.



Kuva 3. Aksiaalisen muodonmuutoksen ja huokospaineen välinen yhteys toistokuormitetuilla isotrooppisesti ja anisotrooppisesti konsolidoiduilla savi-näytteillä (Yasuhara & al. 1982).

Vaihtoehtoiset vakavuuslaskentamenettelyt

Kirjallisuusviitteistä löytyi myös ehdotuksia vaihtoehtoisista vakavuuden laskentamenetelmistä. Nämä käsittävät erilaisia kinemaattisesti hallittuja ratkaisuja, todennäköisyyteen perustuvia ratkaisuja, dynaamisia sekä elementtimenetelmään perustuvia vakavuustarkastelumenetelmiä.

Michalowski, R.L. (1995). *Slope stability analysis: a kinematic approach*. *Geotechnique* 45, No 2, 28–293.

Kirjoittaja kuvaa vaihtoehtoisen menetelmän, joka täyttää kaikki eri osien väliset tasapainoehdot. Kaikki lamellijakoon perustuvat ratkaisut jäävät kyseisen menetelmän kahden ääriarvo-oletuksen ratkaisujen vaihtelualueen sisään. Menetelmä ei liene edennyt kaupalliseen ohjelmavalmiuteen.

Wolff, T.F. (1991). *Application brief: Embankment reliability versus factor of safety: before and after slide repair*. *Int. Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. Vol 15, no 1, 1991. 41–50.

Kirjoittaja kuvaa todennäköisyyteen (probabilistic) pohjautuvan vakavuuden laskentamenettelyn. Menetelmä edellyttää käyttäjältään enemmän tietoja lähtötietoina käytetyistä muuttujista, mutta toisaalta tuottaa myös enemmän tietoa päätöksentekoon. Laskentamenettelyssä materiaaliominaisuudet annetaan todennäköisyyslaskennan edellyttämässä muodossa jakautumiseen. Menetelmät soveltuvat hyvin normaalien liukupinta-analyysien mukaisiin tapauksiin geometrian, huokospaineen ja kuormien osalta.

Koga, Y., Matsuo, O. (1988) *Stability analysis of seismically damaged embankments*. *Proc. Second International conference on case histories in geotechnical engineering*, June 1–5, 1988, St. Luis, Mo. Univ. Missouri-Rolla. Volume 1, Paper no 4.01, pp 721–728.

Artikkelissa kuvataan pseudo-staattinen stabiliteettitarkastelumenetelmä. Se keskittyy lähinnä erilaisten analyyseissä käytettävien leikkauslujuuksien määrittelyyn. Stabiliteettitarkastelussa käytetään normaaleja menetelmiä, joskin dynaaminen kuormitus otetaan mukaan seismisellä kertoimella. Kirjoittajat osoittavat, että varmuuskerroin riippuu merkittävästi valitusta lujuuden määrittäytavästä.

Seo, Y.-K., Swan, C.C. (2001). *Load-Factor stability analysis of embankments on saturated soil deposits. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 127, no 5, 2001, 436–445.*

Kirjoitus sisältää vaihtoehtoisen tavan kyllästyneelle maapohjalle rakennettujen maapenkereiden vakavuuden määrittämiseen FEM-pohjaisella menettelyllä. Menettely ottaa huomioon rakentamisajan ja huokospaineen kehittymisen sekä tuottaa tavanomaisia menetelmiä vastaavan varmuuskertoimen.

Pham, H.T.V., Fredlund, D.G. (2003). *The application of dynamic programming to slope stability analysis. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 40, no 4, 2003, 830–847.*

Kirjoitus kuvaa uuden menetelmän ”dynamic programming method” vertailua tavanomaisiin vakavuustarkastelumenetelmiin 2D-tapauksessa. Menetelmässä vaarallisin liukupinta on se, joka johtaa ”optimal functionin” minimointiin. Menetelmä ei edellytä liukupinnan paikan määrittystä ennalta, vaan etsii itse vaarallisimman liukupinnan paikan. Liukupinnan muoto ei myöskään ole vakio, vaan sitä rajoittaa ainoastaan ehto, että se koostuu lineaaristen osien joukosta (murtoviiva). Liukupinnan lineaarisilla osilla jännitykset lasketaan elementtimenetelmällä, mikä aiheuttaa malliin parin lisäparametrin tarpeen (Poisson luku ja jäykkyysmoduuli). Vertailuissa todettiin, että uusi menetelmä tuottaa yleensä hieman pienempiä varmuuskertoimia kuin tavanomaiset liukupintamenetelmät. Ero on kuitenkin pieni tapauksissa, joissa Poisson-luku lähestyy arvoa 0,5.

Huokospaine

Huokospaine liittyy kaikkiin saven tai siltin staattisiin tai syklisiin kokeisiin ja rakentamiseen savikolla tai muilla pehmeillä maaperillä. Harvemmin kuitenkin käsitellään rakentamisen lopetuksen jälkeen tapahtuvaa huokospaineen kehitystä ja paineen uudelleenjakautumista, joka voi tietyissä tapauksissa johtaa yllättävään sortumiseen.

Bauduin, C., Molenkamp, F. (1988). *Evaluation of failure of embankment during heightening. Geotechnique 41 No 3, 423–435.*

Kirjoittajien huoli liittyy penkereen rakentamisen aikaisiin ja sen jälkeen kehittyviin huokospaineisiin. Yhden todellisen sortuman jälkeisessä tarkastelussa todettiin, että murtopinta luonnossa poikkesi normaalissa vakavuustarkastelun vaarallisimmaksi arvioidusta pinnasta huomattavasti. Tärkein vakavuuden menetyksen syy oli kuitenkin rakenteessa kehittynyt arvioitua paljon suurempi huokospaine, joka todennettiin rakennusaikaisilla mittauksilla. Lopputuloksena todettiin, että tavanomaisilla menetelmillä ei olisi ollut mahdollista ennustaa kyseistä sortumista penkereen pienen korotustyön johdosta. Tapahtuneeseen murtoon johtaneita syitä voidaan arvioida olevan kaksi: 1) kuormien jakautuminen rakenteessa, joka on jo aiemmista kuormista johtuen isoihin plastisiin muodonmuutoksiin johtaneessa jännitystilassa, 2) huokospaineen kasvuun leikkausjännitysten, myötöpehmenemisen ja viruman johdosta.

Langö, H. V. *Cyclic shear modulus of natural intact clays. Doctor of Engineering Thesis. Norges Tekniske Högskole, Trondheim. 1991.*

Langö on esittänyt menettelyn arvioida huokospaineen kehittymiseksi. Menettely perustuu alunperin Janbun kehittämään 'resistance'-konseptiin. Huokospainevastuksen R_u ja kuormitus syklien lukumäärän N sitoo toisiinsa sekä deviatorisesta lisäjännityksestä $\Delta\sigma_d$ että kuormitus syklien lukumäärästä N riippuva huokospainevastusluku r_u , (1).

$$R_u = \frac{dN}{d \frac{u_{cu}}{\Delta\sigma_d}} = r_u (N_0 + N) \quad (1)$$

Toistokuorman yhteydessä syntyvä kumuloituva huokosylipaine, u_{cu} , ratkaistaan käyttämällä dynaamisella kolmiaksiaalikokeen tuloksiin sovitettavaa logaritmistä sovitusfunktiota (2), kuva 4. Kuvassa 5 on esitetty kolmiaksiaalikokeen tulokset kolmella eli monotonisen syklisen kuormituksen seurauksena Glavan savelle.

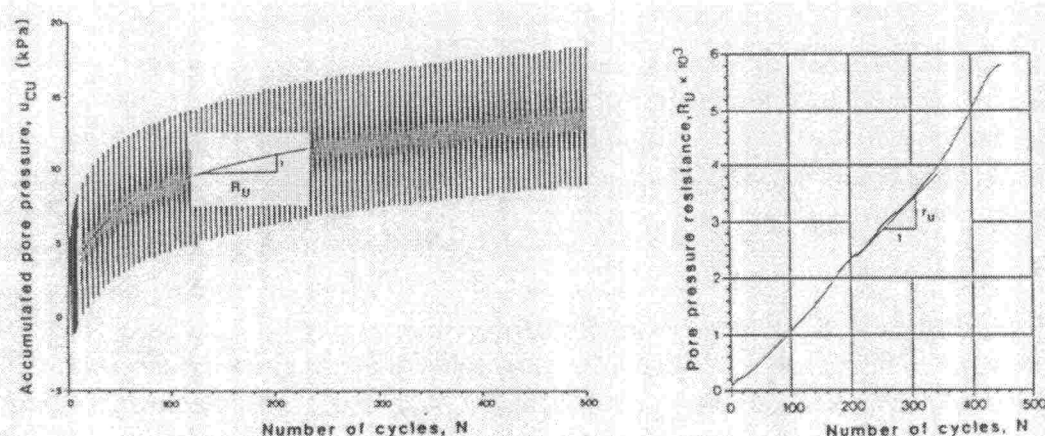
$$u_{cu} = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{r_u} \ln \frac{N_0 + N}{N_0 + 1} \quad (2)$$

N_0 referenssiluku

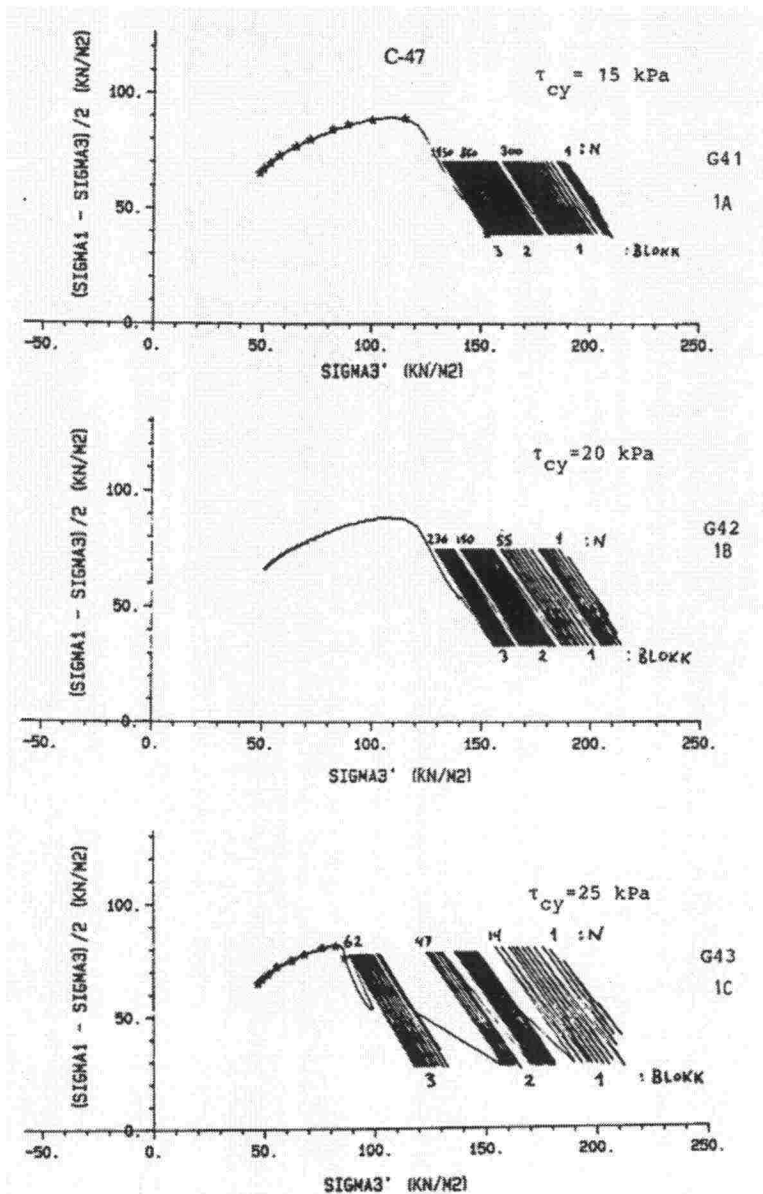
N kuormitus syklien lukumäärä

$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 = 4\tau_{cy}$ deviatorinen, syklinen jännityslisäys

Huokospainevastusluku r_u ja referenssiluku N_0 ovat siis sekä kuormitusten lukumäärän että deviatorisen jännityksen funktioita.



Kuva 4. Kumulatiivisen huokosylipaineen vastuksen R_u ja huokospainevastusluvun r_u käsitteet.



Kuva 5. Jännityspotut syklisessä kuormituksessa Glava-savelle. Huomaa tehokkaan jännityksen pieneneminen (huokospaineen kasvu) kuormitusten lukumäärän funktiona eri leikkausjännitystasoilla.

Soil Suction

Imupaine voi olla lujuusreserviä aiheuttava tekijä lyhytaikaisessa kuormituksessa, mutta sen huomioiminen pitkäaikaisessa käytössä tai unohtaminen esim. koetulosten tulkin-
nassa voi johtaa vakavuuden yliarviointiin ja vaarallisiin jälkiseurauksiin.

Krahn, J., Fredlund, D.G., Klassen, M.J. (1989). Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. Canadian Geotechnical Journal. 1989/05, vol 26, no 2, 269–278.

Kirjoitus sisältää yhden todellisen tapauksen analyysin. Kohteessa oli tapahtunut paikallisia pengerluiskan sortumia muutama vuosi rakentamisen jälkeen. Tarkasteluissa kävi selväksi, että sortumat johtuivat pengermateriaalin (siltti) imupaineen (matrix suction) häviämisestä ajan kanssa, jolloin luiska, joka oli rakennettu materiaalin vastaavaan kaltevuuteen, alkoi asteittain sortua. Alkuperäisissä lujuusarviossa on ollut mukana imupaineen vaikutus. Artikkelin kuva lyhyesti tavan, jolla materiaalin imu-

paineominaisuudet määritetään laboratoriossa ja miten alipaineen arvo määritetään todellisessa rakenteessa.

Bellezza, I. (2002). A computer code for stability analysis in unsaturated soils. Numerical analysis of excess pore water pressure and plastic deformation for saturated clays under cyclic loading condition. Numerical methods in Geotechnical engineering, Mestat (ed.) 2002. Presses de l'ENPC/LCPC, Paris.

Artikkeli esittää kuvauksen tietokoneohjelmasta, jolla voidaan laskea vakavuuksia tilanteissa, jossa oletus täydestä kyllästystilasta on epärealistinen. Artikkelissa kuvataan lyhyesti imupaineen (matrix suction) vaikutus materiaalin lujuuteen ja sitä kautta rakenteiden vakavuuteen. Yksinkertaisen esimerkin avulla osoitetaan imupaineen vaikutus vakavuuteen.

Laboratoriokokeet ja parametrit

Jiang, J.-C., Baker, R., Yamagami, T. (2003). The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, No 2, 308–325.

Tyypillinen vakavuusmäärittäminen käsittää kolme vaihetta: kokeellisen leikkauslujuuden määrittämisen, tuloksiin parhaiten sopivan lujuuden verhoikäyrän (lujuuskriteerin) määrittämisen ja liukupinta-analyysin tekemisen edellä määritettyä lujuuskriteeriä käyttäen.

Kirjoittajat osoittavat 2D- ja 3D-analyysien (2D vastaa tavanomaista lamelleihin jaettua ratkaisua ja 3D lamellien sijasta suorakaiteen muotoisiin pilareihin jaettua ratkaisua) avulla seuraavaa:

- 1) Vaikkakin lineaarinen lujuuskriteeri ja epälineaarinen lujuuskriteeri soveltuvat lähes yhtä hyvin kokeiden tulosten mallintamiseen monissa käytännön tapauksissa, lineaarisen murtokriteerin käyttö johtaa usein huomattavaan varmuuden yliarviointiin varmuuskerrointa laskettaessa. Asian vaikutus korostuu vielä enemmän 3D-laskennoissa. Lineaariseen lujuussuoraan verrattuna epälineaarinen yhteys tuottaa konservatiivisia lujuusarvoja pienillä jännitystasoilla – alueella, josta useimmiten puuttuu koetuloksia tai missä ne ovat yleensä epätarkimpia. Näin ollen epälineaarista yhteyttä tulee käyttää tällä alueella aina, kun se sopii koetuloksiin paremmin kuin suoraviivainen yhteys.
- 2) Tilanteissa, joissa liukupinta ei ulotu syvälle, lineaarisen lujuuskriteerin käyttö voi tuottaa hyväksyttäviä vakavuusarvoja edellyttäen, että lujuuskriteeri (lineaarinen Mohr-Coulomb) määritetään kokeellisesti rakenteessa leikkauspinnassa esiintyvällä normaalijännitysalueella. Tällä alueella lujuuden tarkka määrittäminen on kuitenkin vaikeampaa pienistä jännityksistä (sellipaine) johtuen.
- 3) Koska leikkauslujuus on jännitystilariippuvaa, kokeet tulisi tehdä rakenteessa toteutuissa jännitystiloissa seuraavan menettelytavan mukaan: a) tehdään rakenteen vakavuusanalyysi ilman tarkempaa kohdekohtaista lujuustietoa ja tuotetaan laboratoriokokeita varten tietoa liukupinnassa esiintyvistä jännitystasoista ja b) toteutetaan kokeet ennalta määritetyillä jännitystilavälillä. Jos lopullisen vaarallisimman liukupinnan jännitystilat poikkeavat kokeissa

käytetyistä, niin tarvittaessa voidaan tehdä uusia kokeista tarkentuneilla jännityksillä.

Mesri, G. Shahien, M. (2003). Residual shear strength mobilized in first-time slope failures. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol 129, no 11, 12–31.

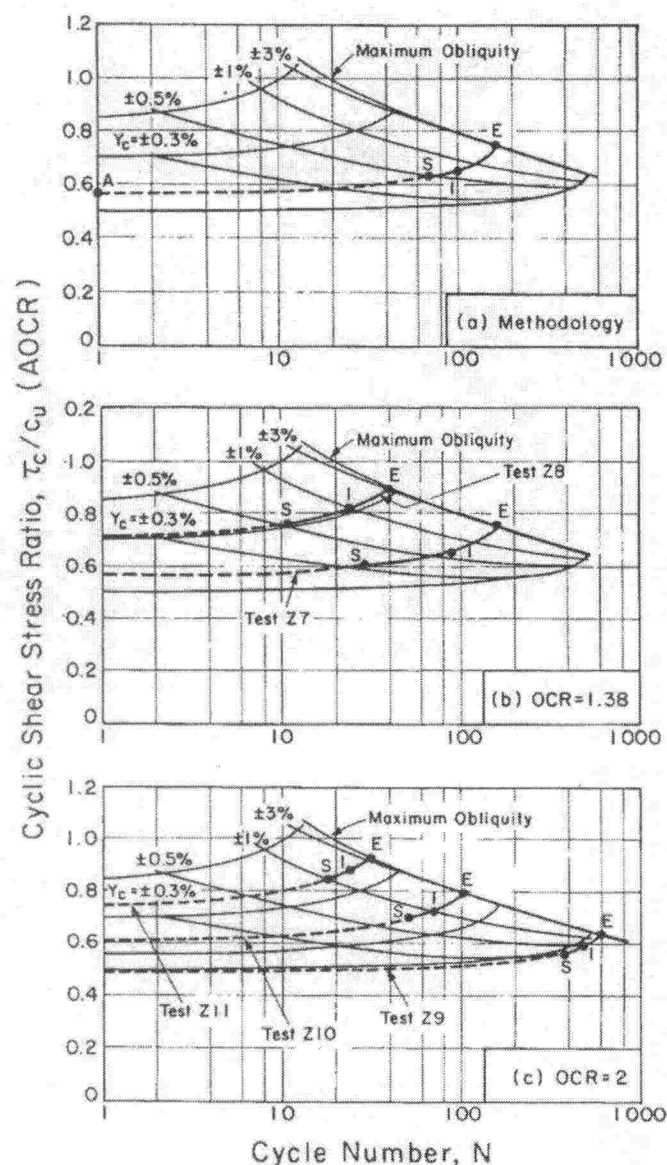
Artikkelissa esitetään katsaus jäykän saven ja saviliuskeen pitkäaikaiseen vakavuuteen sekä yksityiskohtaiset uudelleenanalysoinnit 99 tapauksen osalta 36 erilaisessa savessa tai saviliuskeessa. Artikkelin mukaan oletetaan yleisesti, että uudelleen sortuvissa luiskissa liukupinnassa on käytettävissä vain aiemmansuuruisen siirtymän aiheuttama residuaalilujuus. Viimeaikaiset todisteet ja uudelleenarvioinnit ovat kuitenkin osoittamassa, että osassa liukupintaa voi vallita residuaalilujuus jo ensimmäisen luonnontilaisen tai kaivetun luiskan sortumassa. Tämä johtuu siitä, että useimmat jäykät savet ja saviliuskeet eivät ole homogeenisia, niissä on kerroksia ja kerrosrajoja, vettäjohtavia kerroksia ja heikkoja jatkuvia rajapintoja. Eroosio ja vaakatuennan poistuminen johtavat materiaalin paisumiseen, halkeiluun ja pehmenemiseen. Pehmeneminen johtaa täysin pehmenneeseen tilaan, mikä vastaa kyseisen jäykän saven tai saviliuskeen lujuutta normaalissa konsolidaatiotilassa. Jäykän saven ja saviliuskeen jännitystilän ja leikkauslujuuden välinen yhteys on epälineaarinen, eli koheesio on nolla. Epälineaarista lujuuden verhoikäyrää voidaan kuvata myös sekanttikitkakulmalla funktiona normaalijännityksestä. Kirjoittajien mielestä homogeenisissa savissa mobilisoituva leikkauslujuus on aina suurempi tai yhtä suuri kuin pehmenneen materiaalin leikkauslujuus ja useimmiten yhtä suuri kuin ns. häiriintymätön lujuus. Tällaisia savia löytyy itäisestä Kanadasta ja Norjasta.

Miller, G.A., The, S.Y., Li, D. Zaman, M.M. (2000) Cyclic shear strength of soft railroad subgrade. J. of Geotechnical and geoenvironmental Engineering, 2000/2 Vol 126, no 2, 139–147.

Tämä artikkeli käsittelee osittain kyllästyneen, pehmeän savitäytemaan (penger-materiaali) syklistä käyttäytymistä. Tutkimuksen tulos osoitti, että normalisoitu syklinen leikkauslujuus on herkkä kuivatusolosuhteille ja kyllästysasteelle. Tulosten mukaan leikkauslujuus voi laskea jopa 80 %, kun kyllästysaste nousee 90 %:sta 100 %:iin. Tämä johtuu muutoksista imupaineessa (matrix suction). Kirjoittajien mukaan on olemassa tietty kriittinen jännityssuhde, jonka jälkeen syklistä kuormitettu maa aina murtuu leikkautumalla.

Azzour, A.S, Malek, A.M., Baligh, M.M. (1989). Cyclic behaviour of clays in undrained simple shear. Journal of geotechnical engineering, Vol 115, No 5, May 1989, 637–657.

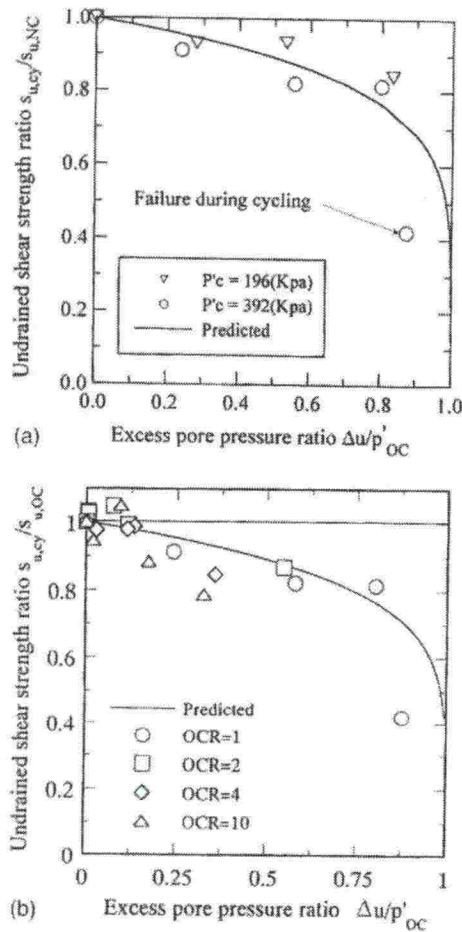
Tämä artikkeli esittää menetelmän, jolla voidaan ennustaa lievästi ylikonsolidoituneen saven käyttäytymistä samanlaisena toistuvassa syklistä leikkauskuormituksessa sekä normaalisti konsolidoidun saven käyttäytyminen syklistä tasoltaan vaihtelevassa leikkauskuormituksessa. Lopputuloksena on diagrammi, josta voidaan määrittää kuormituskertaluku syklistä kuormituksen tason funktiona (kuva 6).



Kuva 6. Syklisen DSS (direct simple shear) leikkauslujuuden ennustaminen normaali-konsolidoidulle uudelleensedimentoidulle BBC (Boston Blue Clay) materiaalille AOCR (apparent OCR) menetelmän pohjalta.

Yasuhara, K., Murakami, S., Song, B-W., Yokokawa, S., Hyde, A.F.L. 2003. Postcyclic degradation of strength and stiffness for low plasticity silt. *J. Geotechnical and geoenvironmental Engineering*, Vol 129, No. 8, 2003.

Artikkelissa kuvataan tutkimusta, jolla pyrittiin selvittämään ”low-plastic” siltin jäykkyyden ja lujuuden aleneminen syklisen kuormituksen vaikutuksesta. Kokeissa laboratoriossa valmistetuille ja (yli)konsolidoiduille näytteille tehtiin syklisen kuormituksen jälkeen monotooninen muodonmuutosohjattu puristuskoe murtoon asti. Erityisesti selvitettiin suljetun leikkauslujuuden ja jäykkyyshäviön muutoksia. Tutkimus osoitti, että syklinen kuormitus laski jäykkyyttä selvästi merkittävämmiin kuin lujuutta, ja vaikutus vain korostui ylikonsolidaatioasteen kasvaessa. Tutkimuksen tuloksena osoitettiin, että syklinen leikkausmuodonmuutos selitti paremmin jäykkyyden alenemisen kuin syklisen kuormituksen aiheuttama huokospaineen kasvu. Tutkimuksessa käytettiin varsin pieniä kuormituskertamääriä, tyypillisesti luokkaa 100. Yhtenä tuloksena saatiin kuvaajat, jotka **osoittivat suljetun leikkauslujuuden alenemisen olevan selkeästi kehittyvän huokospaineen funktio**, ja tähän tulokseen ei vallitseva jännitys tai ylikonsolidaatioaste vaikuta (kuva 7).

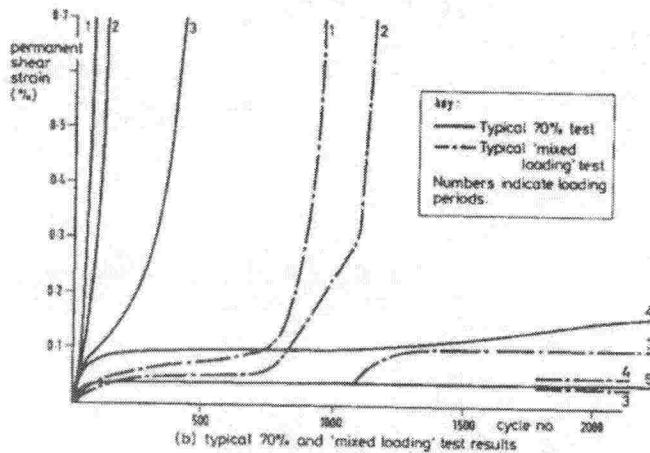
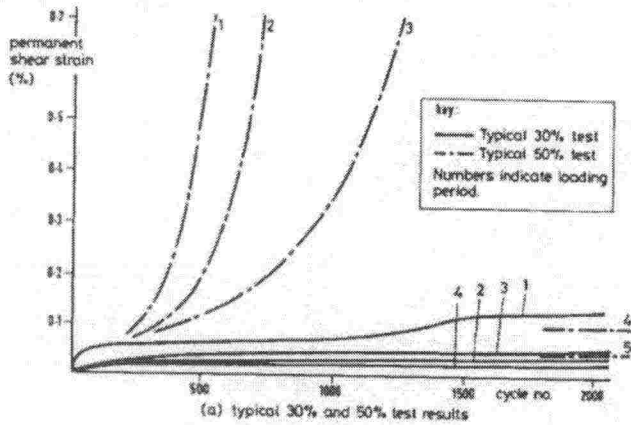


Kuva 7. Syklisen kuormituksen jälkeinen leikkauslujuussuhde normalisoidun huokospaineen suhteen, koetulokset ja mallinnus. A) sellipaineen vaikutus, ja b) ylikonsolidaatioasteen vaikutus. (Yasuhara & al. 2003)

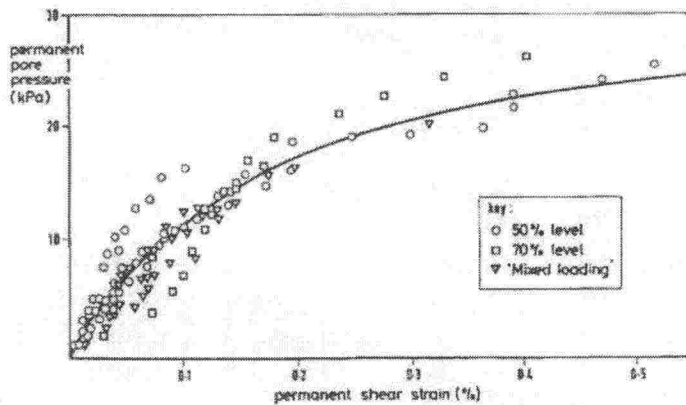
Kirjoittajat toteavat, että syklisen (maanjäristys) kuormituksen aiheuttama syklinen pehmeneminen, joka voi aiheuttaa siirtymiä ja epästabiilisuutta hienorakeisessa, plastisessa siltissä, johtuu enemmänkin jäykkyyden putoamisesta kuin suljetun leikkauslujuuden alenemisesta. Ilmiö korostuu ylikonsolidaatioasteen kasvaessa.

O'Reilly, M.P., Brown, S.F., Overy, R.F. 1991. *Cyclic loading of silty clay with drainage periods. J. of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 2, 1991. Ss 354–362.*

Tutkimuksessa tehtiin sarja kokeita, joilla selvitettiin normaalisti konsolidoidun silttisen saven käyttäytyminen suljetussa tilassa tapahtuvassa syklisessä kuormituksessa, kun kuormitusjaksojen välissä näyte jätettiin staattisen kuorman alle avoimessa tilassa. Tutkimuksen tärkein tulos oli havainto siitä, että normaalisti konsolidoituneen **savisen siltin ominaisuudet paranivat, kun syklijaksojen välillä annettiin huokospaineen purkautua**. Kuivatusjaksot johtivat materiaalin ”vahvistumiseen”. Seuraavissa syklisen kuormituksen jaksoissa tarvittiin aina kasvava määrä kuormitusyklejä saman huokospaineen ja saman leikkausmuodonmuutoksen aiheuttamiseksi kuin edellisissä jaksoissa. Kuivatusjaksojen aikana näytteestä poistui vain hyvin vähän vettä. Toinen havainto oli, että huokospaineen kehittymisen ja pysyvän leikkausmuodonmuutoksen välillä oli selvä yhteys, joka oli riippumaton käytetystä syklisestä jännitystasosta.



Kuva 8. Pysyvän leikkausmuodonmuutoksen kehittyminen suljetun syklisen kolmiakσιαalikokeen aikana. Koejaksojen välillä näyte staattisesti kuormitettuna avoimessa tilassa. Silttinen savi. a) Tyypilliset 30 ja 50 % tulokset, ja b) tyypillinen 70 % ja moniportaisen kokeen tulokset. (O'Reilly & al. 1991)



Kuva 9. Suljetun kolmiakσιαalikokeen aikana kehittyvien pysyvien leikkausmuodonmuutoksien ja huokospaineen välinen yhteys. Silttinen savi. (O'Reilly & al. 1991)

Turpeelle perustaminen

Turpeen osalta tietohaku jäi vähäiseksi. Turpeen käyttäytymisestä dynaamisesti kuormitetun ratapenkereen alla on olemassa tietoa vain Tenholan diplomityössä.

Tan, C.K., Wheeler, M.J., Vander-Leest, L.P. (1988). Geotechnical Frabrics Report, 1997/04 Vol 15 no 3, 34-38.

Artikkeli turpeelle perustettavasta ratarakenteesta – radan levittämisestä. Artikkeliki keskittyy lähinnä erilaisten perustamisratkaisujen – ja valitun geotekstiiliratkaisun esittelyyn. Artikkelissa ei käsitellä dynamiikkaa.

Tenhola, M. (1969). Turvepohjalla olevan ratapenkereen värähtely. Diplomityö, TKK.

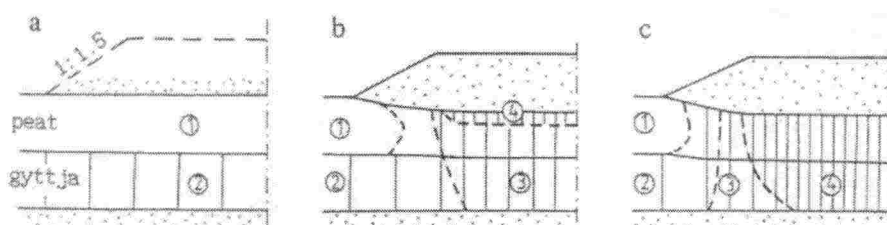
Työssä on tutkittu nopeuden ja penkereen muodon ja massan vaikutusta turvepohjalle rakennetussa ratapenkereessä junan massan ja nopeuden kasvun vaikutuksesta. **Tulokset osoittavat, että turvepohjalla junan nopeuden kasvaessa "kriittisen nopeuden" yli tärinätaaso ratapenkereessä kasvaa nopeasti.** Tutkimuksessa käytetty nopeusalue ylti välille 110...130 km/h. Tutkimuksessa havaittiin, että **ratapenkereen massa vaimensi värähtelyä** ja vastaavasti pehmeän kerroksen paksuus lisäsi värähtelyä.

Brinkgreve, R.B.J., Vermeed, P.A. 1994. Consutative aspects of an embankment widening project. Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat. Den Haan, E., Termaat, R., Edil, T.B (Eds.). A.A. Balkema, Rotterdam 1994.

Artikkeli kuvaa tiepenkereen levennyksen mallinnusta elementtimenetelmällä. Kahta mallia verrattiin toisiinsa: elasto-plastista Mohr-Coulombin -mallia ja myötölujittuvaa Cam-Clay-mallia. Näistä Cam-Clay-malli osoittautui soveltuvan paremmin vaaka-muodonmuutosten määrittämiseen. Painumalaskentaa varten turpeen staattisen leikkausmoduulin taso on laskettava varsin alas < 100 kPa, jotta mallinnettu painuma vastasi havaittua painumaa.

Lechowicz, Z. 1994. An evaluation of the increase in shear strength of organic soils. Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat. Den Haan, E., Termaat, R., Edil, T.B (Eds.). A.A. Balkema, Rotterdam 1994.

Artikkelissa käsitellään turpeelle perustettavan penkereen vakavuuden määrittystä hyödyntämällä turpeen leikkauslujuuden kasvua vaiheittain rakennettavan penkereen alla. Kirjoituksessa kuvataan lyhyesti, miten pohjamaan paksuus, kuivatusolosuhteet, vallitseva jännitystila ja kuormitushistoria vaikuttavat orgaanisen pohjamaan lujuuden kasvuun. Kirjoituksessa esitetään myös mallit leikkauslujuuden kasvun ennustamiseksi penkereen alla. **Mallien ja maastokokeiden mukaan leikkauslujuus kasvaa penkereen alla ohuissa eloperäisissä maakerroksissa tasaisesti ja lujuuden kasvu häviää pois luiskan alla luiskan juureen mennessä. Paksummissa pohjamaa-kerroksissa lujittuminen ei ole tasaista koko kerroksessa vaan kerroksen keskiosa lujittuu hitaammin (kuva 10).**



Kuva 10. Korjatun siipikairalujuuden jakautuma koepenkereen alla Bielosliviessä: a) ennen rakentamista, b) kolme kuukautta rakentamisen jälkeen, c) yhdeksän kuukautta rakentamisen jälkeen. Leikkauslujuusluokat ovat: 1 – $\tau_{fu} < 10$ kPa, 2 – $\tau_{fu} > 10$ kPa, 3 – $\tau_{fu} > 15$ kPa, 4 – $\tau_{fu} > 20$ kPa. (Lechowicz, 1994)

Yasuhara, K., Oikawa, H., Noto, S.. 1994. Large strain cyclic behaviour of peat. *Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat*. Den Haan, E., Termaat, R., Edil, T.B (Eds.). A.A. Balkema, Rotterdam 1994.

Artikkelissa kuvataan turpeen käyttäytymistä laboratorikokeissa suurilla muodonmuutoksilla tehdyillä kolmiaksaalikokeilla kokeen aikana ja sen jälkeen. Yhteenvetona todetaan, että turve menettää suljettua leikkauslujuuttaan (jopa 20...25 %) jouduttuaan alttiiksi **suuret muodonmuutokset aiheuttavalle sykliselle kuormalle**. Lujuus ei myöskään palaudu kuormituksen ja sen aiheuttaman huokospaineen poistuttua. Kokeissa käytettiin lietettyä ja uudelleen konsolidoitua turvetta.

Suljettu leikkauslujuus maastokokeista

Aineistosta ei löytynyt myöskään kuin kaksi siipikairalujuuteen liittyvää viitettä. Mesrin (1988) mukaan yhteys suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen välillä on todennettavissa myös laboratorikokeilla.

Mesri, G. (1988). A Reevaluation of $s_u(\text{mob})$ equals $0.22 \sigma'_p$ using laboratory shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 1989/02, Vol 26 no 1, 162–164.

Mesri esittää artikkelissaan, että siipikairaus tuloksilla aiemmin eri yhteydessä määritetty yhteys $s_u(\text{mob}) = 0.22 \sigma'_p$ pätee yleisesti ja saman yhteyden voi määrittää myös laboratorikokeiden avulla.

Karga, V.K. (1988) Experience with field vane testing at Septiba test fills. *ASTM STP 1014 Richards, A.F. (Ed.) Vane shear strength testing in soils: Field and laboratory studies*. 267–276.

Mittavien koepenkereiden alla tehdyissä siipikairauskokeissa kirjoittaja havaitsi että, siipikairan tuottama lujuus vastaa laboratoriossa tehtyjen yksiaksaalisten puristus- kokeiden tai suljettujen kolmiaksaalikokeiden tuottamaa lujuutta, leikkauslujuuden kasvua penkereen alla ei seurannut tehokkaasti jännityksen kasvu penkereen alla, lujuussuhde s_u/σ'_v oli rakentamista seuranneen konsolidaation jälkeen pienempi kuin ennen rakentamista ja että eri siipisuhteilla (H/D) tehdyillä kokeilla ei pystytty määrittämään kohteen lujuusanisotropiaa. Maapohja koostui siltisistä savesta, jossa oli hiekka- ja orgaanisia materiaalikerroksia

Kantavuustarkastelu radan pohjamaalle

Satter, P., Fredlund, D.G., Lam, L.W., Clifton, A.W., Klassen, M.J. (1990). Implementation of bearing capacity design for railway subgrades: a case study. Transportation research record, no 1288. 1990, 191–197.

Artikkeli kuvaa kantavuusmitoitukseen perustuvan menettelytavan pohjamaan käyttäytymisen arviointiin. Menettely on kehitetty Univ. Saskatchewanissa Kanadassa osana radan pohjamaiden vakavuuteen liittyntä tutkimusta.

Yhtenä kehitetyn kantavuusmitoitusmenettelyn tavoitteena oli sisällyttää imupaine eli matrix suction mukaan kantavuustarkasteluun. Menetelmällä voidaan tarkastella pohjamaalle tulevia jännityksiä ja varmuutta pohjamaan murtumista vastaan. Analyttisissä tarkasteluissa käytettiin ohjelmaa (GEOTRACK), jonka lähtötiedoiksi tarvitaan eri kerrosten jäykkyysmoduulit.

Vakavuustarkastelut

Rowe, R.K., Li, A.L. (2002) Behaviour of reinforced embankments on soft rate-sensitive soils. Geotechnique 2002/02, Vol 52 no 1, 29–40.

Artikkelissa kuvataan lyhyen aikavälin vakavuustarkasteluihin liittyviä ongelmia pehmeillä kuormitusnopeusherkillä pohjamailla. Kirjoittajat osoittavat, että a) rakenteen/penkereen vakavuus on/muuttuu kriittiseksi alla olevan pohjamaan viruman ja jännitys-relaksaation johdosta vasta rakentamisen jälkeen ja b) **laboratoriossa nykyisten kuormitusnopeussuosituksen mukaan määritettyjen suljettujen leikkauslujuuksien käyttö ilman asianmukaista korjausta saattaa johtaa epävarmalla puolella olevaan suunnitteluun näillä kuormitusnopeusherkillä savilla.**

Savien lujuuden kuormitusnopeusriippuvuus on tunnettu tosiasia ja artikkelissa osoitetaan analyttisesti, että rakentamisvaiheessa mobilisoituva lujuus **riippuu maan viskooseista** ominaisuuksista (elasto-viskoplastinen malli). **Yhteenvetona kirjoittajat toteavat, että vakavuus rakentamisen jälkeen on kriittisempi kuin vakavuus heti rakentamisen lopussa, erityistä huolellisuutta tarvitaan sopivien lujuusparametrien valinnassa, pehmeässä pohjamaassa (reunaehtoien estäessä paineen purkautumisen) tapahtuva viruma voi aiheuttaa huokospaineen kasvua rakentamisen jälkeenkin ja rakenteen raudoittamisella voidaan merkittävästi vähentää muodonmuutoksia ja virumaa eri osissa rakennetta.**

Yasuhara, K. (1994). Postcyclic undrained strength for cohesive soils. Journal of geotechnical engineering. Vol 120, no 11, Nov. 1994.

Tutkimuksen tavoite oli määrittää muutokset alun pitäen normaalisti konsolidoidun saven suljetussa leikkauslujuudessa suljetussa ja avoimessa tilassa tehdyn syklisen kuormituksen johdosta. Tutkimuksessa esitetään **erilaisia teoreettisia yhteyksiä lujuuden alenemalle syklisen kuormituksen jälkeen huokospaineen suhteen**, avoimessa tilassa tapahtuvalle lujuuden kasvuille suljetun tilan sekä avoimen tilan syklisen kuormituksen jälkeen. Muista tuloksista poiketen herkän saven ja turpeen osalta ei suljetun leikkauslujuuden arvo noussut avoimessa syklisessä kokeessa, vaan lujuusarvot pääsääntöisesti laskivat.

Ansal, A.M., Erken, A. (1989). Undrained behaviour of clay under cyclic shear stresses. Journal of geotechnical engineering. Vol 115, No 7, July 1989. 968–983.

Kirjoittajat tutkivat keinotekoisia ja anisotrooppisesti konsolidoituja savinäytteitä syklisellä suoraleikkauskokeella. Kokeissa löydettiin **syklinen myötöjännitys, jonka havaittiin olevan kuormituskertaluvun funktio**. Materiaaliin alkoi kehittyä suurempia muodonmuutoksia ja huokospainetta vasta tämän ”myötörajan” ylittämisen jälkeen. Vastaavasti löytyi yhteys kehittyvän huokospaineen ja myötöjännityksen kuormituskertaluvun välille. Kokeet osoittivat, että suljettu leikkauslujuus alenee syklisessä leikkauskuormituksessa. Alenema voi olla jopa 65 %. Taajuuden merkityksen todettiin vähenevän kuormituskertaluvun kasvaessa ja kuormitusamplitudin laskiessa. Taajuudella todettiin olevan vaikutusta vain tapauksissa, joissa kuormituskertaluku jää vähäiseksi, kuten esim. maanjäristystapauksissa.

Poulos, H.G., Le, C.Y., Small, J.C. (1991) Predicted and observed behaviour of a test embankment on Malaysian soft clays. Australian geomechanics, Vol 10, no 20, 1991, 7–23.

Malesiassa sijainneen koepenkereen analysointi ennen ja jälkeen penkereen liukupinta-sortumaa. Kirjoitus osoittaa, että vakavuuden laskenta on vaikeaa, vaikka käytössä on erityisasiantuntijoita ja erittäin hyvät lähtötiedot. **Yhtenä ennusteen poikkeamaa selittävänä tekijänä mainittiin penkereen lujuuden huomiotta jättäminen**. Osoittautui, että pelkkä koepenkereen alapuolisen konsolidaation aiheuttama lisälujuus ei selittänyt kaikkea poikkeamaa, vaan penkereelle oli laskettava merkittävä lujuus, jotta saavutettiin käytännössä toteutunut pengerkorkeus. Kirjoittajat suhtautuvat kuitenkin hyvin varovasti pengertäytteen kapasiteetin hyväksikäyttöön koska:

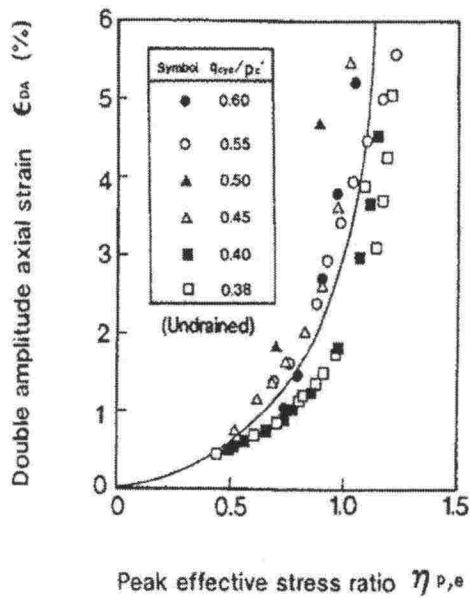
- kerroksittain tiivistetyn penkereen jännitykset eivät ole geostaattisia ja niiden määrittäminen on vaikeaa,
- pengermateriaalin lujuusominaisuudet ovat usein vaihtelevia ja riippuvat tiivistysolosuhteista,
- jos pengermateriaali käyttäytyy myötöpehmenevästi, analyysi ei ole staattisesti määritetty.

Pengertäytön hyväksikäyttö edellyttää kirjoittajien mielestä huolellista penkereen muodonmuutokset huomioivaa analyysiä ja sen tekeminen vielä nykyaikaisillakin menetelmillä on ongelmallista. Alunperin pengertäyttö jätettiin huomioimatta, koska painuvan pengertäytön alaosaan oletettiin syntyvän vetohalkeamia.

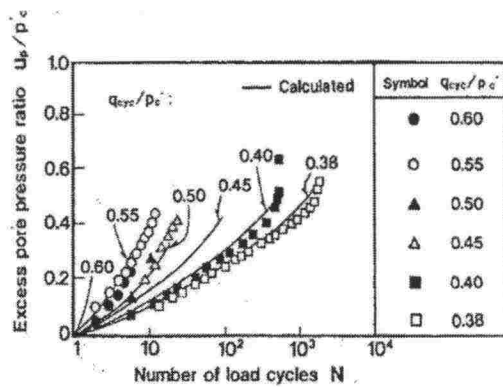
Painuminen

Hyodo, M., Yasuhara, K., Hirao, K. (1992). Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests. Soils and foundations, Vol 32, No4, 1992, 117–127.

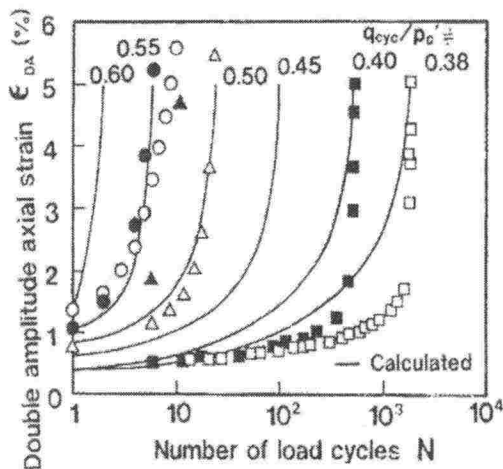
Kirjoittajat ovat kehittäneet syklisen kolmiakselikokeiden perusteella malleja huokospaineen kehittymiselle sekä extensiopuolen huippulujuuden ja vastaavan leikkausmuodonmuutoksen välille (kuvat 11 ja 12). Mallin katsotaan olevan käytännöllinen työkalu osittain kyllästetyssä tilassa olevien ohuiden tie- ja ratapenkereiden painumien ja vakavuuden määrittämiseen. Malli ennustaa huokospaineen ja leikkausmuodonmuutoksen suuruuden jännitystason ja kuormituskertojen avulla.



Kuva 11. Syklinen muodonmuutos extensio-puolen huippujännityssuhteen funktiona. Suljettu syklinen kolmiakselialikoe.



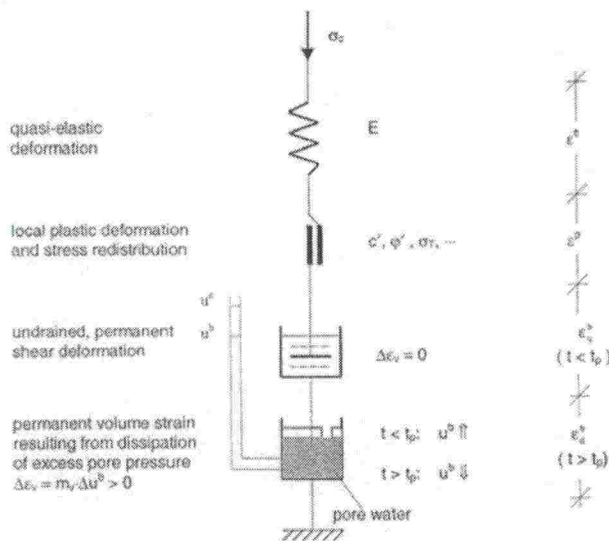
Kuva 12. Mitatut ja ennustetut huokospaineet kuormituskertojen funktiona eri kuorman tasolla (suljettu kolmiakselialikoe).



Kuva 13. Mitatut ja ennustetut leikkausmuodonmuutokset kuormituskertojen funktiona eri kuorman tasolla (suljettu kolmiakselialikoe).

Hu, Y., Kempfert, H.-G., (2002) *Numerical analysis of excess pore water pressure and plastic deformation for saturated clays under cyclic loading condition. Numerical methods in Geotechnical engineering, Mestat (ed.) 2002. Presses de l'ENPC/LCPC, Paris.*

Artikkeli esittää menettelyn mallintaa kvasi-staattisesti huokospaineen ja plastisen muodonmuutoksen kehittymisen savessa syklisen kuormituksen johdosta. Huokospaine jaetaan kahteen osaan: syklisen kuormituksen aiheuttamaan ja pysyvään plastisten leikkausmuodonmuutosten aiheuttamaan osaan. Kirjoittajat esittävät lyhyesti mallin rakenteen (kuva 14). **Mallilla voidaan määrittää huokospaine ja plastiset muodonmuutokset kuormituskertaluvun funktiona.** Malli on implementoitu FEM- ja Finite difference -ohjelmiin



Kuva 14. Kvasi-staattinen malli, joka kuvaa pysyvien muodonmuutosten kertymisen normaalisti tai hieman ylikonsolidoituneissa syklisesti kuormitetuissa savissa (periaatteellinen malli).

Abdelkrim, M., Bonnet, G., de Buhan, P. (2002). *A numerical method for predicting the residual settlement of railroad track under repeated traffic loading. Numerical analysis of excess pore water pressure and plastic deformation for saturated clays under cyclic loading condition. Numerical methods in Geotechnical engineering, Mestat (ed.) 2002. Presses de l'ENPC/LCPC, Paris.*

Kirjoitus kuvaa tierakenteista tutumman mitoitusajattelun käyttöönottoa rata-rakentamisessa. Työhypoteesi käsittää ajatuksen, että pysyvät muodonmuutokset johtuvat ratarakenteen eri rakennusmateriaalien paikallisesta käyttäytymisestä. Rata-sepeliin, pengermateriaaleihin ja pohjamaahan syntyy palautumattomia siirtymiä juna-kuormista aiheutuvista syklisistä kuormista. Kirjoituksessa esitetään yksinkertainen kuormitustapaus ja numeerisen mallin eri osien kuvaus.

Junakuorman aiheuttama värähtely

Hall, L. (2003). *Simulation and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. Soil dynamics and earthquake engineering, Vol 23, 2003, 403–413.*

Artikkeli esittää todellisten mittausten tuloksia sekä matemaattisten ja numeeristen menetelmien aika- ja taajuustasossa määritetyt tulokset. Yhteenvetona kirjoittaja

mainitsee, että eräitä junan aiheuttamien maan värähtelyjen vaikutuksia voidaan hyvin tutkia kaksikulotteisilla malleilla, mutta kolmiulotteisella mallilla saadaan parempi kuva ilmiöistä. Kolmiulotteisella mallilla saatiin tuloksia, jotka vastasivat likimain amplitudin ja muodon osalta mitattuja tuloksia. Kaikki analyysit tehtiin käyttäen elastisia malleja. **Kolmiulotteisia malleja käytettäessä havaittiin, että ratapenkereeseen ja pohjamaahan, heti penkereen alle kehittyi suhteellisen suuria leikkausjännityksiä. Näiden muodonmuutosten vaikutus otettiin analyysissä huomioon iteratiivisesti** – muuttaen materiaalien jäykkyyttä muodonmuutostason mukaan. Alkuperäisiä – korjaamattomia – parametreja käytettäessä simulaatioiden tulokset olivat huonompia.

Simulaatioiden mukaan, kun junan nopeus oli alhaisempi kuin maaperän aaltoliikkeen etenemisnopeus, kehittyneen aaltorintamat olivat yhdensuuntaisia kuorman kanssa (etenivät samassa tahdissa kuorman kanssa), mutta kun junan nopeus nousi suuremmaksi kuin maaperän aaltoliikkeen etenemisnopeus, aaltorintama muuttui auramaiseksi (etäämpänä radasta rintama eteni hitaammin). Lisäksi havaittiin, että ratapenkereen ulkopuolella vallitsevin aaltoliiketyyppi oli Rayleigh'in aalto.

Kaynia, A.M., Madshus, C., Zackrisson, P. Ground vibration from high-speed trains: Prediction and countermeasure. J. Geotechnical and geoenvironmental Engn., June 2000.

Liikkuvat kuormat, kuten suurnopeusjunat ja ilmassa etenevät paineaallot on pitkään tunnustettu mahdollisiksi tärinän aiheuttajiksi. Maaperän vasteen liikkuvan kuorman johdosta sanelee pitkälti suhde kuorman nopeuden ja maaperän karakteristisen aaltoliikkeen nopeuden välillä. Alhaisilla nopeuksilla maaperän vaste liikkuvasta kuormasta on lähinnä kvasi-staattinen. **Eli siirtymät ja jännityskentät vastaavat staattisen kuorman aiheuttamia ja liikkuvat kuorman mukana. Kuorman nopeuden kasvaessa dynaamiset ilmiöt tulevat asteittain mukaan kuvaan ja lopulta dominoivat käyttäytymistä.** Elastodynaamisen teorian piirissä on tullut tavaksi luokitella liikkuva kuorma -tapaukset subseismic, superseismic tai transseismic, riippuen siitä, onko kuorman nopeus pienempi kuin maaperän Rayleigh-aallon nopeus, suurempi kuin se tai lähellä Rayleigh-aallon nopeutta. Analyytiset tutkimukset liikkuvalla kuormalla elastisessa puoliavaruudessa ovat osoittaneet, että subseismic-tapaus edustaa kvasi-staattista tapausta, transseismic ja superseismic -tapauksiin **liittyvät suuret** (Machin linjoihin ja pintoihin liittyvät) **dynaamiset vaikutukset.**

Kirjoittajat ovat esittäneet **karkean laskentamenettelyn**, jolla voidaan ennustaa maaperän vaste suurnopeusjunan johdosta. Malli on verifioitu ruotsalaisten tutkimusaineistolla ja sitä on käytetty erilaisten pengermateriaalien ja rakenteiden tärinävaimennustehokkuuden vertailussa.

Bahrekazemi, Mehdi (2004). Train-Induced Ground vibration and its prediction. Väitöskirja, KTH, Tukholma, Ruotsi. TRITA-JOB PHD 1005, ISSN 1650-9501. 168 s.

Yhteenveto Ruotsissa ja muissa Pohjoismaissa tehdyistä viimeaikaisista tutkimuksista. Ei sisällä tietoa materiaalien lujuusominaisuuksista.

Heelis, M.E., Collop, A.C., Dawson, A.R. Chapman, D.N., Krylov, V.V. Transient effects of high speed trains crossing soft soil.

Englannissa pyritään ympäristövaikutusten (tavoitteena matala, näkymätön ratapenger) vähentämiseksi rakentamaan ratapenkereet ohuita rakenteita käyttäen. Tällöin penkereen jäykkyys jää kuitenkin alhaiseksi ja pehmeällä pohjamaalla kuorman aiheuttamat taivutusaallot voivat johtaa merkittäviin transientteihin junan aiheuttamiin penkereen taipumiin. Tämä taipuma puolestaan vaikuttaa radan ylläpitokustannuksiin ja matkustusmukavuuteen. Tutkimuksessa pohjamaan jäykkyyttä tutkittiin in-situ muuttuvataajuisten värähtelijän ja geofonijoukon avulla. (eli SASW jatkuvalla herätteellä) Mittaustuloksia käytettiin pohjamaan jäykkyysoikein määrittämiseen analyyseissä, joilla pyrittiin määrittämään taivutusaallot rata/penger-systeemissä. Määritetyt siirtymät ovat voimakkaasti junan nopeudesta ja systeemin vaimennuksesta riippuvaisia. **Vaimennuksesta huolimatta mallit osoittivat, että junan nopeutta on rajoitettava tietyissä ratapenger-pohjamaaolosuhteissa.** Tutkimuksessa käytetty systeemimalli pohjautui penkereen mallintamiseen Eulerin palkilla ja pohjamaan mallintamiseen vaimennetulla Winklerin mallilla.

Heelis, M.E., Collop, A.C., Dawson, A.R. Chapman, D.N., Krylov, V.V. The 'Bow-wave' effect in soft subgrade beneath high speed rail lines.

Kuten edellinen, mutta lisäksi mallin yksityiskohtaisempi esittely ja useampiakselisen junan mallintaminen sekä tulosten vertaaminen mitattuihin arvoihin. Kirjoituksessa esitetään mahdollisia menetelmiä, joilla kriittisen nopeuden arvoa voidaan nostaa: Pohjamaan jäykkyyden nosto, penkereen taivutusvastusta (-jäykkyyttä) voidaan nostaa tai penkereen massaa voidaan vähentää. Penkereen paksuuden kasvatus (jäykkyyden nosto) kasvattaa useimmiten myös penkereen massaa. Yksi menetelmä penkereen paksuuden kasvattamiseen voisi olla kestävien keventeiden käyttö penkereessä. Toinen vaihtoehto on systeemin vaimennuksen lisääminen viskoosia vaimennusta omaavalla pengerkerroksella. Kolmas vaihtoehto voisi olla paalujen käyttö pehmeän pohjamaakerroksen läpi, jolloin kuormat siirtyvät jäykemmälle kerrokselle ja kriittinen nopeus siirtyy tarkastelualueen yläpuolelle.

Innovaatiot

Russell, L. (1999) Grounds for Innovation. Civil engineering international, no 5, 1999, 8–9.

Lehtiartikkeli käsittelee Hollannissa ideoituja menetelmiä suurnopeusradan rakentamiseksi erittäin pehmeälle pohjalle. Näillä osuuksilla luovuttiin penkereistä ja **ne rakennettiin paaluperusteiselle betonilaatalle.**

Vakavuuslaskentamenettelyn kuvaus Ruotsin Banverketin mukaan

Alla on lyhennelmä Ruotsin Banverketin teettämän tutkimuskokonaisuuden loppuraportista. Raportista on poimittu tärkeimpiä vakavuuteen vaikuttavia asioita. Alkuperäinen raportti on kirjoitettu siten, että sen liitteisiin ja sen pohjapapereihin viitataan toistuvasti. Nämä eivät kuitenkaan ole olleet VTT:n käytettävissä.

Lyhennelmään on jätetty alkuperäisen raportin lukunumerointi, jotta asiasta enemmän kiinnostuneet löytävät kyseisen kohdan helposti. Lyhennelmä ei kata lukuja 7, 9 eikä myöskään raportin liitteitä.

Tåglastens inverkan vid stabilitetsanalyser, FoU-projekt vid Banverket HK Bansystem, Slutrapport. 2003, Teknisk Rapport BB 00:03, Banverket 2003.

2.2 Esipuhe

Monet georakenteet suunnitellaan kestävänsä sekä staattisia että dynaamisia kuormia. Ratarakenne on yksi esimerkki näistä rakenteista. Ratapenkereessä toistuva syklinen kuormitus yhdessä pohjamaassa staattisesta kuormasta johtuvien, hitaasti kehittyvien muodonmuutosten kanssa voi johtaa pysyvien muodonmuutosten kertymiseen. Löyhässä siltissä saattaa paikallinen huokospaineen nousu johtaa myös osittaiseen tai täydelliseen nesteytymiseen ja siten penkereen sortumiseen.

Ruotsin rautatielaitoksen tutkimushankkeessa vuosina 1991–1998 selvitettiin ja kehitettiin staattiset ja sykliset kuormat kattavaa laskentamallia vakavuuslaskelmien tekoon savi- ja silttipohjille perustetuissa rakenteissa (ei käsitelty turvetta). Tavoite oli käsitellä junan aiheuttama syklinen kuormitus vakavuuslaskennassa hallitummin kuin vain staattisen kuorman sysäys-/kuormakertoimen 1,2 kautta. Hanke toteutettiin valtaosin kirjallisuustutkimuksena, mutta lisäksi tehtiin myös laboratoriotutkimuksia ja kenttämittauksia.

2.3 Tausta

Geotekniset ratapenkereitä koskevat vakavuuslaskelmat tehdään nykyään ympyräliukupinta-analyysillä käyttäen lähtötietoina maan staattisia lujuusparametrejä (koheesio ja kitkakulma). Junan vaikutus otetaan laskelmissa huomioon staattisena/pysyvänä ja syklisenä/muuttuvana lisäkuormana. Dynaaminen vaikutus katetaan korottamalla staattista kuormaa 20 %:lla kuorma-/sysäyskerrointa käyttämällä. **Kuormitusnopeuden vaikutusta ei analyysissä oteta huomioon.**

Koska näin lasketut vakavuudet johtavat pieniin varmuuskertoimiin, jopa $< 1,0$, vaikka penger kestää toistuvia yliajoja ilman näkyviä muodonmuutoksia, on herännyt kysymys, miten kuormat, maaparametrit ja laskentamalli tulee valita, että voidaan saavuttaa tarkempia varmuuskertoimen arvoja.

Nykykäytännön mukaan vakavuus määritetään tavanomaisia vakavuuslaskentamenetelmiä käyttäen. Yksittäisissä tapauksissa käytetään numeerisia menetelmiä, erityisesti, jos on tarvetta selvittää rakenteen siirtymiä ja eri rakenneosien yhteisvaikutusta.

2.4 Ongelmanasettelu

Yleistä

Junan kuormittaman ratapenkereen vakavuuden määrittäminen on monimutkainen tehtävä ja tällä hetkellä on käytettävissä vain rajoitetusti tietoa siitä, miten vakavuus tulisi määrittää. Pelkästään staattiseen vakavuusmäärittelyyn sisältyy epävarmuuksia. Liikkuvan junan aiheuttamaan analyysiin vaikuttaa useita monimutkaisia tekijöitä, jotka voidaan jakaa seuraavasti:

- Kuorman suuruuden epävarmuus - dynaamisen kuorman suuruus verrattuna staattiseen kuormaan.

- Junan nopeuden vaikutus värinän leviämiseen ja kuormien siirtymiseen (ilmiö, joka esiintyy, kun junan nopeus saavuttaa/ylittää pengermateriaalin tai pohjamaan aalto liikkeen etenemisnopeuden).
- Dynaamisen kuormituksen vaikutus maan geoteknisiin ominaisuuksiin (kuormitusnopeuden vaikutus leikkauslujuuteen).
- Toistokuormituksen vaikutus maan geoteknisiin ominaisuuksiin (kuormitus syklien lukumäärän? vaikutus leikkauslujuuteen ja maan jäykkyysmoduuliin).

Tehtävää hankaloittaa lisäksi se, että vakavuuteen vaikuttaa kuormituksen ja maan ominaisuuksien yhteisvaikutus. Myös maan jännityshistoria on huomioitava dynaamisen vakavuustarkastelun yhteydessä. **Siirtymät ja muodonmuutokset jäävät pienemmiksi, jos dynaaminen kuormituskomponentti ei mainittavasti ylitä maan aikaisempaa maksimimikuormitustasoa.**

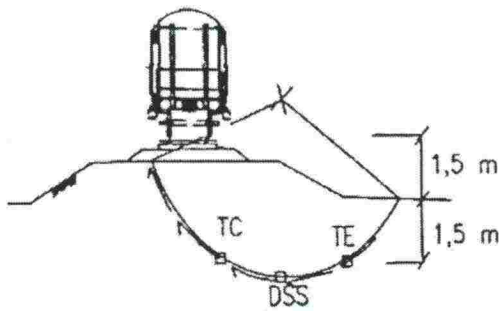
Uudet ja olemassaolevat penkereet

Uusilla pehmeiköille perustetuilla ratapenkereillä esiintyy pohjamaassa rakentamisen aikaista ja jälkeistä konsolidaation tai muiden mahdollisten pohjavahvistustoimenpiteiden aiheuttamaa huokospainetta. Eli vakavuusolosuhteet uuden penkereen osalta ovat heikommat kuin vanhan penkereen osalta. Hienorakeisille pohjamaille perustetun uuden penkereen alle kehittyy siis junan ylityksen johdosta suuremmat huokospaineet ja leikkausjännitykset kuin vanhan penkereen alle vastaavissa olosuhteissa. Rakennusvaiheessa pohjamaahan kohdistuu merkittäviä dynaamisia kuormia raskaista rakennuskoneista ja pohjavahvistustoimenpiteistä johtuen.

Dynaamisen ja syklisen kuormituksen vaikutus hienorakeisiin pohjamaihin

Ruotsalaiset ja norjalaiset ovat päättäneet hyödyntää olemassa olevaa tietoa Pohjanmeren öljynporauslauttojen vakavuustarkastelusta – laskentamenetelmän ja tarvittavien laboratoriokokeiden ja -määritysten osalta – ratapenkereen vakavuusmäärittämisessä. Ratapenkereen ja öljynporauslautan tapauksissa on selviä yhtäläisyyksiä, mutta myös joitakin eroja. Aaltokuormien merkitsevä taajuus on noin 0,1 Hz ja kuormitus kaksisuuntainen ja junakuormassa vastaavasti noin 5 Hz ja pääosin yksisuuntainen (nk. tykyttävä).

Kuvassa 15 on esitetty potentiaalinen penkereen murtopinta. Jännitykset liukupinnassa aiheutuvat maan in-situ-jännityksistä ennen penkereen rakentamista, penkereen aiheuttamista lisäjännityksistä ja ohittavan (tai pysähtyneen) junan aiheuttamista syklisistä (staattisista) lisäjännityksistä. **Maaperän vaakajännityksellä in-situ on suuri merkitys, koska se määrittää leikkausjännitysten tason murtopinnassa ennen syklisiä lisäjännityksiä.** Vaakajännityksen määrittää K_0 eli lepopainekerron, joka on suurempi staattisesti ja/tai dynaamisesti esikuormitetussa maassa kuin normaalkonsolidoiduissa maissa. Tehokkaiden jännitysten suuruus määräytyy maapohjan huokospaineesta, joka voi olla hydrostaattista painetta suurempi konsolidoitumisen osittaisuuden tai arteesisen pohjavedenpaineen takia.



Kuva 15. Potentiaalinen murtomekanismi ratapenkereen alla (TC = kolmiakselialinen puristuskoe, TE = kolmiakselialinen vetokoe, DSS = suora leikkauskoe).

Hienorakeisissa pohjamaissa, savessa ja siltissä, staattisen kuormituspulssin nopeus vaikuttaa suljetun tilan leikkauslujuuteen. Suljetun tilan leikkauslujuus on suurempi nopeassa kuormituksessa kuin hitaassa kuormituksessa. Tämä johtuu muodonmuutosnopeuden (strain-rate effect) vaikutuksesta lujuteen. Plastiselle savelle voi muodonmuutosnopeus vaikuttaa leikkauslujuuteen ja jäykkyysmoduuliin 1,5–2,0 tai jopa suuremmalla kertoimella.

Toisaalta kuormituspulssien toistuminen – syklinen kuormitus – aiheuttaa leikkauslujuuden alenemista, koska huokospaine kasvaa ja tehokkaat jännitykset pienenevät. **Tutkimusten mukaan lujouden ja jäykkyyden alenemista tapahtuu, kun muodonmuutos ylittää maalajikohtaisen kynnysarvon, suuruusluokaltaan $1 \cdot 10^{-5}$.** Tästä johtuen alkaa pohjamaassa kerääntyä suljetun tilan leikkausmuodonmuutoksia, jotka aiheuttavat penkereen painumista. Syklisen kuormituksen aiheuttama lujouden ja jäykkyyden aleneminen riippuu myös maa-alkion tilasta (jännitystila, kerrosrakenne, aiemmista syklisistä kuormituksista ja kuormitus syklien määrästä).

Lujuuden alenemisen määrään vaikuttaa myös kuormituksen suunta, yhdistetty pysty- ja vaakakuorma (juna kaarteessa) aiheuttaa suuremman aleneman kuin pelkkä pystykuorma. Vastaavasti kuormitus syklien määrä kasvaa kahden junan kohdatessa.

Kriittisin hetki vakavuustarkastelun kannalta voi kuitenkin tulla vastaan vasta junan ohituksen jälkeen. Ohituksen aikana kehittyvä huokospaine ja tämän paineen uudelleenjakautuminen voi laukaista murtomekanismin myös ohituksen jälkeen.

Ongelmalliset pohjamaat ja olosuhteet

Syklisen junakuorma vaikuttaa eniten vakavuustarkasteluun, jos

- pohjaveden pinta on korkealla tai pohjamaassa esiintyy artesista ylipainetta
- maanpaine kerroin on alhainen, kuten normaalikonsolidoituneissa, löyhästi kerrostuneissa maissa
- **pohjamaa sisältää sensitiivisiä, muodonmuutosherkkiä savia, jolloin progressiivisen murren riski kasvaa leikkauskapasiteetin ylittyessä paikallisesti**
- **pohjamaa sisältää löyhiä silttikerroksia pohjavedenpinnan alapuolella vähintään puolta pengerleveyttä vastaavaan syvyyteen asti**
- pohjamaassa on löyhässä savessa ohuita silttiä tai hiekkakerroksia, joihin voi kehittyä huokospainetta syklisen kuormituksen johdosta

- geodynaamiset edellytykset (penkereen ja pohjamaan ominaisuudet, aaltoliikkeen etenemisnopeus, vaimennus, kerrospaksuudet) ja junan dynaamiset ominaisuudet (nopeus, vallitseva taajuus, kuormituksen kesto aika) aiheuttavat deformaatioiden vahvistumisilmiön.

Ongelmallisten pohjamaiden tutkimus

Vakavuustarkastelun kannalta ongelmalliset pohjamaaolosuhteet voidaan jakaa seuraaviin luokkiin:

- löyhä, kyllästynyt siltti tai hiekka
- siltti- tai hiekkakerroksia sisältävät savet
- sensitiiviset savet.

Pohjaolosuhteet kartoitetaan normaalein alueellisin ja paikkakohtaisin pohjatutkimusmenetelmin. CPTU-kairaus soveltuu maalajien tunnistamiseen ja huokospainetasojen määrittämiseen. Geohydrologisista olosuhteista riippuen on määritettävä myös huokospaineen jakautuminen pohjamaassa. Maakerroksista, jotka katsotaan herkiksi syklisen kuormituksen kannalta, on otettava mahdollisimman häiriintymättömät maanäytteet. Näytteille tehdään sykliset suoraleikkaus- tai kolmiaksiaalikoeket.

Alustava päätelmä maakerroksen dynaamisten ominaisuuksien arvoista (leikkausaallonnopeus, vaimennus) on useimmiten riittävä. Jos alustavat analyysit osoittavat, että ongelmia voi syntyä, niin silloin on tehtävä geodynaamiset kenttämittaukset (lähinnä down-hole tai cross-hole-mittaukset) tarvittavissa maakerroksissa. Vaihtoehtoinen menetelmä on vielä harvemmin käytetty SASW-menetelmä.

2.5 Junan ohituksen aiheuttama kuormitus

Dynaamiset ja sykliset kuormat

Yhden tai kahden ohittavan junan aiheuttama kuormitustilanne on monitahoinen ja sitä ei voida kuvata tarkasti. Useampia erilaisia ilmiöitä voi tapahtua samanaikaisesti, kuten dynaaminen ja syklinen junan aiheuttama kuormitus sekä tärinän junan ja ratapenkereen sekä pohjamaan kanssa tietyissä olosuhteissa (kerrospaksuudet, geometria, aaltoliikkeen etenemisnopeus eri kerroksissa) syntyvän resonanssin aiheuttama vahvistumisilmiö. Monimuotoisia kuormitustilanteita voi syntyä junan nopeuden kasvaessa ja lähestyessä pinta-aallon etenemisnopeutta (junan nopeus noin 150 km/h pehmeällä savipohjalla) tai junan tullessa kovalta pohjalta pehmeälle pohjamaalle, pehmeälle liejusavalle tai turpeelle.

Dynaamista kuormakerrointa, "sysäyskerrointa" on käytetty siltojen suunnittelussa, mutta sitä ei pitäisi kritiikittömästi soveltaa pengerrakenteisiin. Menettely ei ota huomioon geoteknisiä ilmiöitä, kuten huokospaineen kasvua tai pohjamaan nesteytymistä. Ratapenkereen vakavuustarkastelussa on otettava huomioon erityiset geotekniset ja geodynaamiset ilmiöt rationaalisella tavalla. Esimerkkinä voidaan mainita, että penkereen sortuma voi tapahtua vasta jonkin aikaa junan ohituksen jälkeen. Tällöin maakerroksessa junan ohituksesta kehittynyt huokospaine joko jatkaa kasvuaan maapohjan liikkeistä/leikkausmuodonmuutoksista johtuen tai huokospaineen vaikutus yltää kerroksiin, joissa se saa aikaan paikallisen ja siitä progressiivisesti leviävän murtotilan.

Yksi tärkeä näkökohta on myös kuormituksen heilahdustaajuus penkereen ja sen alla olevaan maapohjan tilavuuteen verrattuna, joka on alttiina samansuuntaiselle kuormitukselle. Heilahdusliikkeen aallonpituus määrää samassa liikesuunnassa olevan kappaleen tilavuuden. Aallonpituus (λ) määräytyy vallitsevan taajuuden (f) ja maaperän aaltoliikkeen etenemisnopeuden (c) mukaan kaavasta $\lambda = c / f$. Jos oletetaan määrääväksi taajuusalueeksi 2,5–5 Hz ja saven leikkausaallon etenemisnopeudeksi 50–70 m/s, aaltoliikkeen aallonpituudeksi tulee 10–30 m. Tämä tarkoittaa sitä, että monissa tapauksissa **pehmeällä pohjamaalla voi maan liikesuunta olla samaan suuntaan koko liukupinnan pituudelta.**

Pehmeällä pohjamaalla sijaitsevan ratapenkereen vakavuusanalyysit voidaan jakaa kahteen luokkaan:

- Kuormitustapaus, jossa voidaan soveltaa pseudo-staattista menetelmää eli lähinnä pohjamailla, joilla ei kehity huokospainetta junakuorman johdosta. Näissä olosuhteissa käytetään normaaleja vakavuuden laskentamenettelyjä **ottaen huomioon mahdollisten resonanssien vaikutus kuormiin. Kuormitusnopeuden ja syklien lukumäärän vaikutus leikkauslujuuteen on otettava laskelmissa huomioon.**
- Kuormitustapaus, jossa syklinen kuormitus ja huokospaineen leikkauslujuutta alentava vaikutus otetaan huomioon. **Löyhät, kyllästyneet siltti ja hiekkakerroksia. Tämän kuormitustapauksen analyysi on merkittävästi vaikeampaa ja edellyttää yksityiskohtaisempia syklisiä laboratoriotestejä syklisen kuorman herkkyyden määrittämiseksi.**

Kuormitus

Penkereen alla olevassa maapohjassa leikkausjännitystila muodostuu seuraavista osista:

- τ_0 leikkausjännitys in-situ – ilman pengertä
- $\Delta\tau_b$ penkereestä aiheutuva leikkausjännityslisä
- $\Delta\tau_{cyc}$ junasta aiheutuva leikkausjännityslisä

Olennaista on myös tietää kuinka junakuorma vaikuttaa. Erilaisia mahdollisuuksia ovat:

- yksisuuntainen syklinen kuormitus
- kaksisuuntainen syklinen kuormitus
- staattisen ja syklisen kuormituksen yhdistelmä.

Tarkastelupisteen syvyys vaikuttaa kuorman jakautumaan – lähempänä pintaa kuormitus vastaa yksi-/kaksisuuntaista kuormitusta ja syvemällä staattisen ja syklisen kuorman yhdistelmää. **Mittausten perusteella ruotsalaiset päätyivät käyttämään yksisuuntaista syklistä kuormitusta.**

Vakavuustarkastelun kannalta junan aiheuttama jännitys jakaumalisäys pölkystä noin kolmen metrin syvyyteen on merkittävää.

Kuormitusvaikutus

Junan pituuden vaikutus kuorman suuruuteen on myös huomioitava. **Pitkän, samantyyppisten vaunujen käsittävän junan kanssa on vaarana, että pohjamaassa syntyvä seisova aalto aiheuttaa pystysuuntaisten liikkeiden vahvistumista. Yleensä tämä**

edellyttää, että junan kuormittava taajuus on lähellä pohjamaakerroksen ominaistaajuutta tai sen monikertaa.

Junan aiheuttamat kuormat rataakselille ja sen kautta penkereeseen voidaan jakaa seuraavilla tavoilla:

- jokainen akseli käsitellään erikseen, akselin aiheuttamat jännitykset lasketaan
- jokainen teli käsitellään erikseen, telin aiheuttamat jännitykset lasketaan
- jokainen vierekkäinen teli (kahden peräkkäisen vaunun telit) käsitellään erikseen
- junakuorma jaetaan koko junan pituudelle ja pölkyn leveydelle.

Jälkimmäinen kuormitustapaus on useimmiten mitoittava tapaus ja se pätee syvemmällä maapohjassa.

Yksinkertaistetut "palkki elastisella/jousitetulla alustalla" -laskelmat eri junatyypeille tuottavat hyvän arvion ekvivalentista staattisesta junakuorman osasta, jota voidaan käyttää eri junatyypien osalta mitoituskuormien määrittelyyn.

Resonanssivaikutukset maassa

Värähtelyn lisääntyessä voi esiintyä resonanssi-ilmiöitä. Maakerrosten ominaistaajuuDET riippuvat kerrosten geodynaamisista ominaisuuksista ja kerrosten geometriasta. Junan kehittämän värähtelyn aiheuttama resonanssi-ilmiö voi olla merkittävä, koska värähtelyn vallitseva taajuus on samalla taajuusalueella kuin tyypillisen maaperän ominaistaajuus.

Homogeenisella, kuormittamattomalla, vaakasuoralla ja jäykällä alustalla olevalla maakerroksella on resonanssitaajuus f_n ja sen ylätaajuuDET, jotka voidaan laskea kaavasta:

$$f_n = (2 \cdot n + 1) \cdot C_s / (a \cdot H).$$

Kaavassa C_s on aaltoliikkeen leikkausaallon etenemisnopeus, H kerrospaksuus, a parametri ($a = 4$, vaakasuora maanpinta) ja $n = 0, 1, 2, 3, \dots$. Resonanssissa esiintyy värähtelyjen voimistumista maanpinnassa. Vahvistuksen määrä riippuu impedanssisuhteesta ξ kahden maakerroksen välillä kaavan $\xi = (\rho_1 \cdot c_1) / (\rho_2 \cdot c_2)$ mukaan, missä ρ_n ja c_n ovat kerrosten tiheydet ja aaltoliikkeen etenemisnopeudet.

Myös muilla kuin maaperän ominaistaajuudella tai sen ylätaajuuksilla voi esiintyä värähtelyjen vahvistumista. Merkittävää vahvistumista voi esiintyä taajuusalueella $f_n \pm 30\%$. Käytännössä vahvistuminen jää pienemmäksi, koska suurten värähtelyjen myötä materiaalin sisäinen vaimennus kasvaa. Lisäksi ratapenkereen impedanssisuhteet muuttuvat koko ajan ratalinjalla.

Ratapenkereen resonanssi-ilmiöt

Ratapenkereen resonanssitaajuus junan ohittaessa voidaan laskea koneperustusta koskevien periaatteiden mukaan. Ratapenger otetaan jäykäksi elastiselle alustalle perustetuksi kappaleeksi. Seuraavaksi määritetään ekvivalentti jousivakio, K_z ja ekvivalentti vaimennus, jotka määrittävät penkereen ja alustan yhteistoiminnan dynaamisen kuormituksen aikana. Jos penkereen massa ja kuormitus tunnetaan, voidaan ominaistaajuuDET penkereen ja maaperän yhteistoiminnalle laskea. Penkereen ominaistaajuus voidaan laskea myös erikseen. Se on useimmiten korkeampi kuin koko rakenteen ja voidaan mitata määrittämällä siirtofunktio penkereen alustasta sen harjalle.

2.6 Maaperän geoteknisten ominaisuuksien vaikutus dynaamisessa kuormitustapauksessa

Kuormitus-/muodonmuutosnopeuden vaikutus saven suljettuun leikkauslujuuteen

Yleisesti pätee se, että mitä nopeammin savea kuormitetaan, sitä suuremman arvon suljettu leikkauslujuus saa. Tämä kuormitusnopeusvaikutus on määritetty ja pätee vain yksittäisillä kuormituspulsseilla. Toistuvien kuormituspulssien johdosta – syklisessä kuormituksessa – maan muokkautuminen voi vaikuttaa kuitenkin vastakkaiseen suuntaan ja laskea suljettua leikkauslujuutta.

Kuormitusnopeuden vaikutus on korostetumpi suuremman plastisuuden omaavilla normaalikonsolidoituneilla materiaaleilla kuin jäykemmällä ylikonsolidoituneilla materiaaleilla. Muutkin tekijät kuten savimineraalit, huokosveden ionipitoisuudet, saven jännityshistoria, vaikuttavat nopeusriippuvuuteen. Näistä syistä johtuen on vaikeaa yleisesti määrittää suuruusluokalleen suljetun leikkauslujuuden muodonmuutosnopeusriippuvuutta.

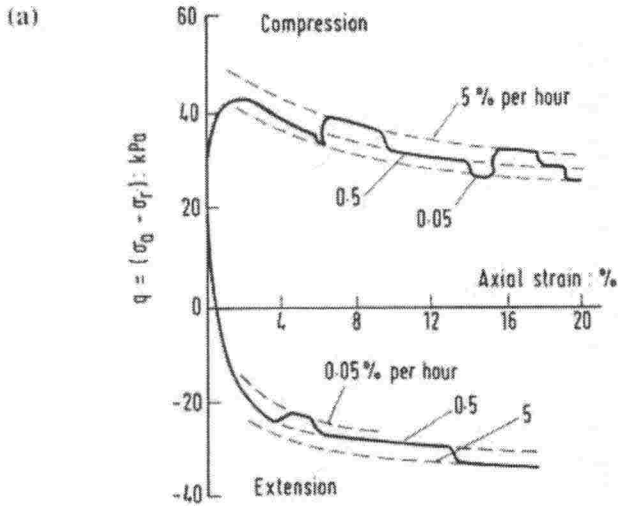
Suljettu leikkauslujuus määritetään tavallisesti siipikairalla, suoralla leikkauskokeella, kolmiaksiaalikokeella tai kartiokokeella. Useimmilla menetelmillä voidaan leikkausnopeutta vaihdella ja siten määrittää muodonmuutosnopeuden vaikutus suljettuun leikkauslujuuteen.

Siipikaira

Monet tutkimukset ovat osoittaneet yhteyden siipikairan kärjen kiertonopeuden tai murtoon käytetyn ajan ja suljetun leikkauslujuuden välillä. Nopeassa kokeessa maassa siiven ympärillä on suljettu tila ja hyvin hitaissa kokeissa lähestytään avointa tilaa. Menetelmän tuloksen vakioimiseksi on murtoon käytetylle ajalle yleensä määritetty tavoitearvo ja sen sallittu poikkeama. Siipikairan mitattua leikkauslujuutta korjataan yleisesti saven plastisuusluvun tai juoksurajan avulla käytännön mitoitusarvon määrittämiseksi.

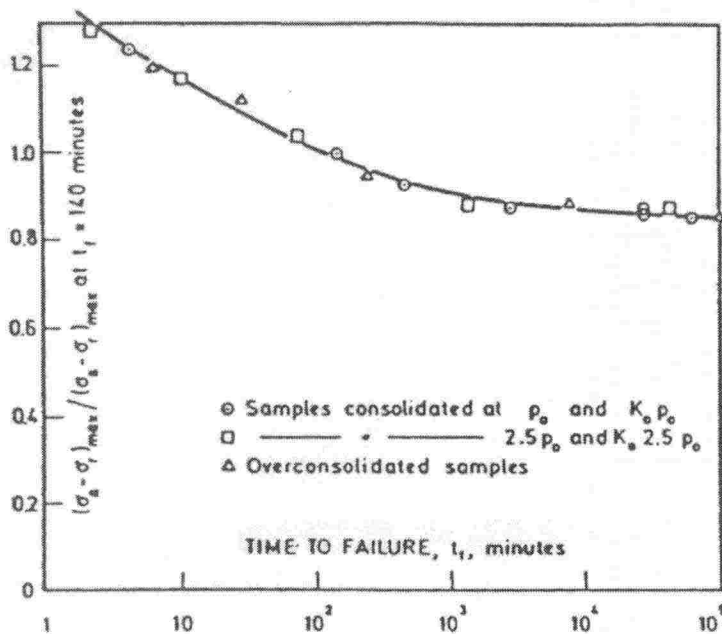
Kolmiaksiaalikoe

Suuri määrä erilaisia tutkimuksia on viimeisten vuosikymmenten aikana tehty leikkauslujuuden ja muodonmuutosnopeuden välisen yhteyden määrittämiseksi. O'Reilly & Brown (1991) kuvaavat yleisesti muodonmuutosnopeuden vaikutusta eri materiaalien leikkauslujuuteen. Saavutettua yhteyttä voidaan havainnollistaa kuvan 16 venymäjännityskuvaajajoukolla, joista kukin on sidottu eri muodonmuutosnopeuteen.



Kuva 16. Suljetun leikkauslujuuden nopeusriippuvuus voidaan visualisoida jännitys-muodonmuutos-käyräparvena, joilla jokaisella on oma muodonmuutosnopeus (O'Reilly & Brown, 1991, alunperin Graham, J., Crooks, J.H.A., Bell, A.L. (1983) Time effects on the stress-strain behaviour of soft clays. *Geotechnique* Vol. 33, no 3. 327–340.).

Berre ja Berrum (1973 - viite tuntematon) esittävät yhden kattavan Drammenin savelle tehdyn tutkimuksen tuloksen, jossa on määritetty suljettu leikkauslujuus muodonmuutosnopeuden funktiona (kuva 17). Kuvasta nähdään, että nopeuden vaikutus lujuuteen on merkityksellinen. Ruotsissa kolmiakσιαalikokeen normaali muodonmuutosnopeus on 0,6 %/h. Kuva on normalisoitu lujuusarvolla, joka on määritetty 140 min murtoon kestäneellä kokeella. Kolmiakσιαalikokeella määritettyä leikkauslujuutta ei yleensä korjata mitenkään. **Ruotsalaisen käytännön kokemuksen mukaan (katso SGI Information 3) tulee vallitsevalla konsolidaatiojännityksellä normalisoidun lujuuden lähestyä arvoa 0,33 kun muodonmuutosnopeus ϵ_a lähenee nollaa.**



Kuva 17. Muodonmuutosnopeuden suhteen normalisoitu kolmiakσιαalikokeen suljettu leikkauslujuus Drammenin keskiplastiselle savelle.

Leikkausmuodonmuutoksen vaikutus

Leikkausmuodonmuutoksen mobilisoitunut taso vaikuttaa ratapenkereen vakavuuteen syklisen ja dynaamisen kuormituksen tapauksessa. Maakerroksen jäykkyys (ja lujuus) laskee muodonmuutoksen kasvaessa. Leikkausmuodonmuutos γ maakerroksessa voidaan laskea kaavasta $\gamma = v / c_s$, jos v (partikkelinopeuden heilahdusamplitudi) ja c_s (leikkausaallon etenemisnopeus) tunnetaan. Leikkausmoduuli alkaa pienentyä jo pienillä ($< 1 \cdot 10^{-2} \%$, eli ≤ 0.0001) suhteellisilla muodonmuutoksilla.

Pehmeissä maalajeissa, pienillä muodonmuutostasoilla ($< 1 \cdot 10^{-4} \%$), leikkausaallon etenemisnopeus vaihtelee tyypillisesti välillä 40–140 m/s. Leikkausaallon etenemisnopeus on myös muodonmuutosriippuva. Eli, kun jäykkyys laskee muodonmuutoksen kasvaessa staattisesta, syklisestä ja dynaamisesta kuormituksesta johtuen, laskee myös leikkausaallon etenemisnopeus. Tulee muistaa, että dynaamiset maastomittaukset (cross-hole, down-hole) tehdään yleensä kuormittamattomassa tilassa olevassa maapohjassa, eli kun penkereeseen ei kohdistu dynaamisia junakuormia.

Yhteenveto ja suositukset

Ruotsalaiset ehdottavat yksittäisen kuormituspulssin kuormitusnopeuden vaikutuksen huomioon ottamista seuraavalla kaavalla (pätee kaikille menetelmille):

$$T = \tau_{fu} \cdot a \cdot (t/t_0)^{-\beta} = \tau_{fu} \cdot 1.2 \cdot (t/t_0)^{-0.05}$$

Missä τ_{fu} on korjattu suljettu leikkauslujuus, ja t_0 saa arvon 1 min. Eksponentille β esitetään arvoa seuraavan kaavan mukaan, missä w_L on juoksuraja (%).

$$\beta = 0.028 + 2.2 \cdot 10^{-4} \cdot w_L$$

Junakuorman tapauksessa tätä yksittäisen kuormituspulssin muodonmuutosnopeudesta riippuvaa lujuutta joudutaan redusoimaan. Tämä johtuu toistokuormituksen leikkauslujuutta alentavasta vaikutuksesta.

2.7 Mitoitusperiaatteita

Yleistä

Projektissa läpikäytyt selvitykset ja tutkimukset on koottu mitoitusmenettelyehdotukseksi. Tavoitteena on sen hyödyntäminen tulevaisuudessa Banverketin ratapenkereen mitoitusohjeissa, erityisesti huomioitaessa junakuorman vaikutusta.

Vakavuusanalyysi tehdään nykyään tasotarkasteluna (kaksiulotteinen), joskin eräissä tapauksissa otetaan huomioon kolmiulotteisetkin vaikutukset.

Junakuormalla on vallitseva pystykomponentti, mutta joissakin olosuhteissa myös merkittäviä vaakakomponentteja sekä radan suunnassa (jarruvoimat) että poikki-suunnassa (kaarteet).

Vakavuustarkastelussa on käsiteltävä kaikki ajateltavissa olevat kuormitustapaukset, niin liikkuvan kuin paikallaan seisovan junan osalta.

Analyysimenetelmät

Nykyiset analyysimenetelmät voidaan jakaa puhtaasti staattisiin ja ekvivalentin juna-kuorman dynaamisella kertoimella (sysäyskerroin) huomioiviin staattisiin menetelmiin. Kirjallisuudesta löytyy menetelmiä, jotka johdonmukaisesti ottavat huomioon sekä kuormitusvaikutuksen kehittymisen että dynaamisen kuormituksen vaikutuksen leikkauslujuuteen. Raporttiin on valittu esitettäväksi NGI:n esittämä malli.

Staattinen analyysi

Normaalisti vakavuusanalyysi tehdään käyttäen ekvivalenttia staattista kuormitusta liikkuvan junakuorman tilalla. Vakavuusanalyysissä kuorman osavarmuuskertoimena (osavarmuuskerooin sysäyskuorman lisäksi) käytetään arvoa 1,2. Laskelmissa käytettävään lujuuteen ei tehdä nopeusvaikutuksesta tai kuorman toistumisen lujuutta alentavasta vaikutuksesta johtuvia korjauksia.

Staattinen analyysi sysäyskerroin huomioiden

Menettely kuvaa pseudo-dynaamisen (näennäis-dynaaminen) mallin, jossa kuorman syklinen vaikutus **muutetaan dynaamisen vahvistuskertoimen avulla ekvivalentiksi staattiseksi kuormaksi**. Vakavuusanalyysissä käytetään osavarmuuskertoimia sekä kuormalle että lujuudelle. Lujuus voi olla isotrooppinen tai anisotrooppinen ja niillä voi olla erilaiset osavarmuuskertoimet. Laskelmissa käytettävään **lujuuteen ei tehdä nopeusvaikutuksesta tai kuorman toistumisen lujuutta alentavasta vaikutuksesta johtuvia korjauksia**.

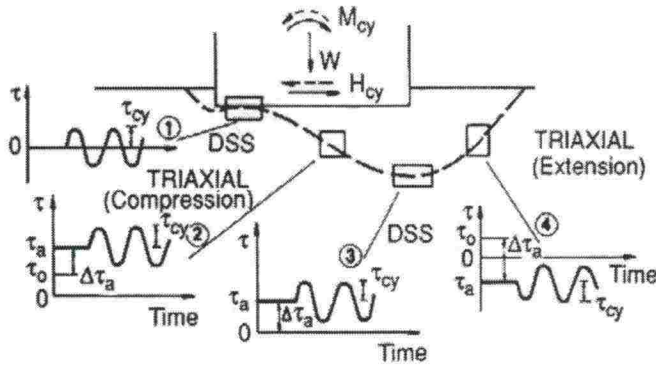
NGI-mallin mukainen analyysi

NGI on kehittänyt Pohjanmeren öljykenttien perustusten mitoitus varten menettelytavan, jossa näiden lauttojen erikoiset kuormitukset voidaan käsitellä. Menetelmä sopii kantokyvyn määrittämiseen/mitoitukseen sekä käyttö- että murtotilassa, kun kuorma on staattisen ja syklisen kuormituksen yhdistelmä. Menetelmän perusidea voidaan käyttää myös muiden syklisille kuormituksille alttiiden rakenteiden, kuten junakuormitetun ratapenkereen, analysointiin.

Menettely sopii sekä savi-, siltti- että hiekkapohjamaille. Maapohjan lujuus oletetaan anisotrooppiseksi ja tyypillinen liukupinta jaetaan erityyppisiin (karakteristisiin) kuormitusalueisiin (murtomekanismeihin), kuvan 18 mukaan. Erityyppisten murtomekanismien vaihtuminen määräytyy murtopinnan ja leikkausjännitysten suunnan mukaan.

Karakteristiset kuormitustyyppit vastaavat tyypillisiä lujuuden määrittämisessä käytettyjä laboratoriomenetelmiä, joita ovat:

- kolmiaksaalikoe, puristus (aktiivipaine)
- suora leikkauskoe (DSS)
- kolmiaksaalikoe, extension (passiivipaine).



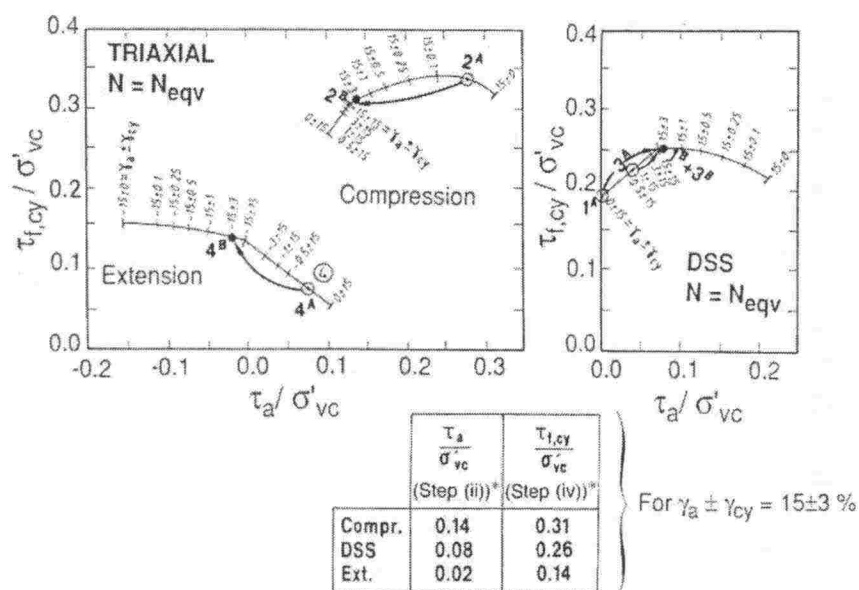
Kuva 18. Murtopinnan jakaminen eri osiin.

Kaikki laboratoriokokeet tehdään konsolidoituina, suljettuina kokeina. Konsolidaatio-vaiheen tulee vastata stationäärin tilan jännityksiä (ennen syklistä kuormitusta). Huokosveden kehittyminen ja sen purkautuminen ovat junakuormituksen kannalta hyvin tärkeitä. Kokeiden tulokset kootaan kuviin (aina yhden kuormitusyhtymään mukaan), jotka näyttävät syklisen leikkauslujuuden funktiona leikkausjännityksestä (staattinen) ja leikkausmuodonmuutoksesta (staattinen ja dynaaminen). Laskelmien yksinkertaistamiseksi oletetaan yleensä saman esikonsolidaatiojännityksellä normalisoidun syklisen lujuuden pätevän koko leikkauksessa. (Tämä periaate on kai tarkoitettu offshore-rakenteille.) Tämä ei kuitenkaan ole mikään vaatimus.

Kuormitushistoria kuvataan ekvivalentilla kuormituskertaluvulla ja vakioidulla syklisellä kuormalla. Ekvivalentin kuormituskertaluvun määrittämiseen on olemassa menetelmiä (painottamalla todellisen kuormituksen eri osia). Varmuuskerroin (osa-varmuuskerroin) määrää, kuinka suurta osaa leikkauslujuudesta käytetään.

NGI-menetelmän analysointijärjestys:

1. Liukupinnan jako eri murtomekanismialueisiin (aktiivi, suora leikkaus, passiivi).
2. Leikkausjännitystilän määrittely in-situ eri osissa liukupintaa (τ_0).
3. Lisäleikkausjännityksen määrittely liukupinnan eri osissa syklisen kuorman staattisen osan (τ_a) perusteella ($\tau_a = \tau_0 + \Delta\tau_a$).
4. Lisäleikkausjännityksen määrittely liukupinnan eri osissa syklisen kuorman "dynaamisen" osan (τ_{cy}) perusteella.
5. Leikkausjännitysten (τ_a , τ_{cy}) ja ekvivalenttien kuormitusyhtymien avulla määritetään todellinen leikkauslujuus ($\tau_{f,cy}/\sigma'_{vc}$) periaatekuvan 19 mukaan.
6. Tarvittaessa, jotta leikkausmuodonmuutosten yhteensopivuusehto täytyisi pitkin liukupintaa, on leikkausjännityksiä liukupinnassa jaettava uudelleen, jotta liukupinnassa esiintyy luokalleen sama leikkausmuodonmuutos.
7. Leikkausjännitysten jako ehdotetaan perustuvan seuraaville periaatteille:
 - a) Leikkausmuodonmuutos ($\gamma_a + \gamma_{cy}$) murroksessa on samaa suuruusluokkaa koko potentiaalisessa liukupinnassa.
 - b) Leikkausjännitys γ_a laskettuna pitkin liukupintaa on tasapainossa ulkoisten ekvivalenttien staattisten kuormien kanssa.



Kuva 19. Leikkauslujuudet, yleinen laskentaesimerkki.

Iteroinnin ehdotetaan tapahtuvan seuraavalla tavalla:

1. Valitaan yhdistelmä γ_a ja γ_{cy} , murrossa $\gamma_a + \gamma_{cy}$
2. Luetaan syklisen lujuuden diagrammista arvo τ_a lle, joka vastaa oletettuja γ_a ja γ_{cy} -arvoja. τ_a -arvo on määritettävä jokaiselle kolmelle eri murtomekanismille.
3. Määritetään vaarallisin liukupinta, joka on tasapainossa kuormituksen staattisen osan kanssa. Se voidaan tehdä tavanomaisella vakavuuslaskentamenettelyllä käyttäen edellä määritettyä τ_a -arvoa lujuutena ja kuormana kuormituksen staattista osaa. Leikkauslujuuden arvo τ_a määräytyy liukupinnan kolmessa eri osassa interpoloimalla pinnan kaltevuuden mukaan. Menettely vastaa Ruotsissa anisotrooppisen lujuuden osalta käytettyä laskentatapaa.
4. Määritetään diagrammeista arvo kolmen eri osan syklisille leikkauslujuuksille $\tau_{f,cy}$ oletetuilla γ_a , γ_{cy} ja N_{eqv} -arvoilla.
5. Suoritetaan vakavuusanalyysi käyttäen leikkauslujuutena syklistä leikkauslujuutta ja kuormana syklistä kuormitusta. Analyysi tehdään edellä määritetylle, vaarallisimmalle liukupinnalle. Eri osien lujuusarvojen interpolaatiot tehdään kuten edellä on kuvattu. Analyysistä saadaan varmuuskerroin γ_m .
6. Palataan kohtaan 1 ja toistetaan laskelmat toiselle γ_a ja γ_{cy} -yhdistelmälle. Iterointia jatketaan, kunnes kohdassa 5 löytyy pienimmän varmuuskertoimen γ_m tuottava pari γ_a ja γ_{cy} .

NGI:n mukaan laskelmat ovat suhteellisen helppoja ja nopeita tehdä. Laskelmien nopeuttamiseen voi kuitenkin käyttää tietokoneohjelmia.

Yllä kuvattu menettely tuottaa leikkauslujuudelle pienimmän osavarmuuskertoimen ja vaarallisimman liukupinnan paikan. Lisäksi menettely antaa indikaation murtotyyppistä. Lasketut γ_a ja γ_{cy} -arvot kertovat siitä, tapahtuuko liukupinnassa suuria pysyviä, pystysuoria siirtymiä vai suuria pystysuoria syklisiä siirtymiä.

Menetelmä olettaa, että kaikki maaelementit on altistettu samalle leikkausjännityshistorialle (leikkausmuodonmuutokselle).

NGI-menetelmän käyttäminen edellyttää laajamittaista materiaalitestausta, joka ei ole yleensä mahdollista kaikissa projektissa.

Raportti ehdottaa tutkittavaksi mahdollisuutta luoda NGI-menetelmän mukaan tyyppi-diagrammit, jotka sitten skaalataan suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan jännityksen avulla.

Suositus erilaisten mallien käyttämisestä

Mitoituksessa tulee riski vakavuuden menetyksestä yleensä kyseeseen vain löyhille pohjamaille perustettaessa. Löyhien siltti-hiekka-kerrosten esiintyminen penkereen yläosassa on syytä selvittää.

Matalilla ratapenkereillä junakuorman merkitys nousee merkittäväksi. Yleensä voidaan laskea, että junakuorman kuormitusvaikutus ulottuu syvyyteen, joka on noin kaksi kertaa ratapölkyn leveys, eli maksimissaan noin 5 m syvyyteen pölkyn alapuolelle.

On tärkeää muistaa, että kriittinen vakavuustilanne saattaa esiintyä junan ohituksen jälkeen. Ohituksen aikana kasvaa huokospaine tasolle, joka ohituksen jälkeen laukaisee murtomekanismin.

NGI-mallia voidaan käyttää kaikilla maalajityypeillä.

Leikkauslujuuden valinta

Vakavuustarkastelun lujuuksia valittaessa on otettava huomioon seuraavat asiat:

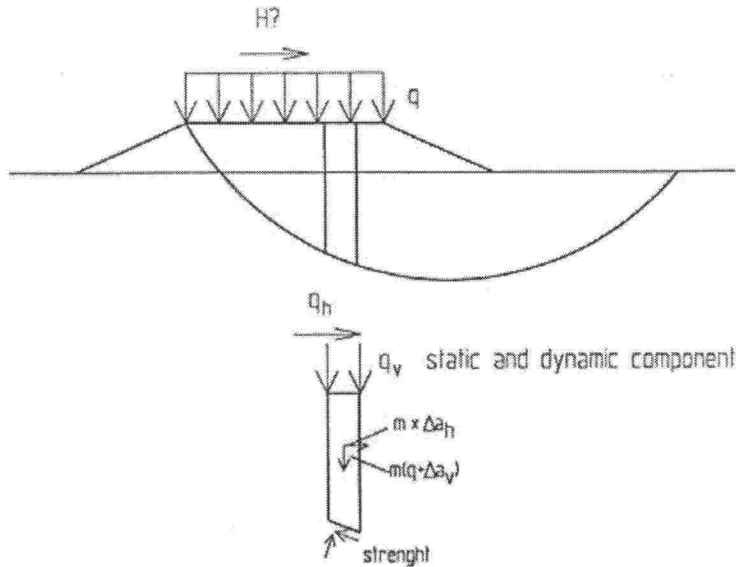
- olosuhteet ennen penkereen rakentamista
- penkereen aiheuttama vallitseva huokospaineen ylipaine (konsolidaatioaste <100 %)
- lujuus in-situ-jännitystilassa (penger mukana) ja ottaen huomioon junakuormasta aiheutuva ekvivalenttia kuormituskertaa vastaava lisäkuormitus
- ensikuormitus ja myöhemmin lujuusmuutokset huokospaineen muutoksista, jotka aiheutuvat toistuvista kuormituskerroista.

Ratapenkereen vakavuuden laskentaohjeet

Alla esitetään kaavamainen esitys yksinkertaistetusta menettelytavasta, jolla lasketaan junakuorman vaikutus vakavuusanalyysissä. Vakavuusanalyysi tehdään molemmissa tapauksissa tavanomaisen vakavuusanalyysin menetelmin ottamalla junakuorma staattisena kuormana (kuva 20).

Vaihtuvan junakuorman vaikutus otetaan huomioon seuraavin keinoin:

- käytetään kuormakerrointa junakuormalla
- käytetään kuormakerrointa penkereen ja maapohjan massavoimille (ehdotetaan summattaviksi)
- käytetään materiaalikerrointa lujuudelle.



Kuva 20. Rajatila -analyysi; kuormat, massat ja lujuudet.

Yksinkertaistettu malli

Yksinkertaistettu malli käsittää rationaalisen tavan valita dynaaminen kuormakerroin ja dynaaminen lujuuskerroin. Tällä hetkellä dynaamisen kuormituskertoimen arvo on 1,2 ja dynaamisen lujuuskertoimen arvo on 1,0. Leikkauslujuuden anisotropiaa ei yleensä oteta huomioon tarkasteluissa.

Kuormituskertoimen voidaan katsoa olevan junan tyypin, junan nopeuden ja pohjamaan funktioita. Esimerkki ehdotetuista dynaamisista kuormituskertoimista tavarajunalle, jonka nopeus on 90 km/h:

- | | |
|-------------------|-----|
| - pehmeä siltti | 1,3 |
| - pehmeä savi | 1,2 |
| - keskitiivis maa | 1,1 |
| - kova maapohja | 1,0 |

Myös dynaamisen lujuuskertoimen voidaan katsoa olevan junan tyypin, kuormituksen keston, junan nopeuden ja pohjamaan funktioita. Esimerkki ehdotetuista dynaamisista kuormituskertoimista tavarajunalle, jonka nopeus on 90 km/h:

- | | |
|-------------------|------|
| - pehmeä siltti | 1,2 |
| - pehmeä savi | 1,1 |
| - keskitiivis maa | 1,05 |
| - kova maapohja | 1,0 |

Kiskon, kiskon ja pölkyn sekä pölkyn ja ratasepelin kunto on myös huomioitava valittaessa dynaamisia kuorma- ja lujuuskertoimia. Normaalisti olosuhteita juuri ennen kiskojen oikaisua käytetään mitoitustilanteena.

3 RAUTATIEPENGGER TURVEALUEELLA

3.1 Tiivistelmä

Kirjallisuustutkimuksen luvussa 2 käsitellään turveluokituksia, joita ovat mm. Pohjoismaissa yleisesti käytetty von Postin luokitus sekä Landvan esittämä geotekninen turveluokitus.

Luvussa 3 käsitellään turpeen geoteknisiä ominaisuuksia yleensä sekä tarkastellaan turvemaalajien ja kivennäismaalajien ominaisuuksien välisiä eroja. Yksityiskohtaisemman tarkastelun kohteena ovat turpeen kokoonpuristuvuusominaisuudet, vedenläpäisevyys, leikkauslujuuden määrittämiseen yleisesti käytetyt menetelmät, leikkauslujuuden määrittäminen vanhan penkereen alla, leikkauslujuuden määrittäminen rengasleikkauskokeella ja suoralla leikkauskokeella sekä syklisen kuormituksen vaikutus turpeen leikkauslujuuteen.

Luku 4 käsittelee turpeelle perustetun penkereen vakavuuden laskemiseen käytettyjä alustavia ja yksityiskohtaisia laskentamenetelmiä. Turpeelle perustetun penkereen painuman arvioimiseen käytettyjä menetelmiä käsitellään luvussa 5.

Luku 6 käsittelee kenttä- ja laboratoriotutkimuksia koskevia suosituksia turvemaassa. Kenttätutkimuksissa on käytetty erilaisia koetinkairauksia, joista suositeltavimmaksi on todettu CPTU-kairaus. Turvenäytteiden ottoon suositellaan halkaisijaltaan vähintään 100 mm:n näytteenottimia (esim. tyyppiä SGI). Standardimäntäkairaa ($d = 50$ mm) on käytetty koemielessä näytteenottoon vanhan penkereen alta. Näiden näytteiden on todettu olleen suhteellisen hyvälaatuisia. Siipikairaa suositellaan käytettäväksi vain keskinkertaisesti maatuneissa ja maatuneissa turpeissa ja silloinkin lähinnä leikkauslujuuden kasvun toteuttamiseen. Huokospaineen mittaukset maatuneessa turpeessa tulee tehdä suljetulla mittausjärjestelmällä. Paras tapa turpeen ominaisuuksien määrittämiseen kentällä on koepenkereen rakentaminen.

Laboratoriossa tehtävissä kokoonpuristuvuus- ja lujuuskokeissa tulee käyttää mahdollisimman suurikokoisia näytteitä. SGI:n tutkimuksissa näytteen halkaisija on ollut 100 mm ja korkeus kokoonpuristuvuuskokeissa noin 40 mm ja suorissa leikkauskokeissa noin 45 mm. Turpeen kokoonpuristuvuuskokeet on tavallisesti tehty portaallista kuormitusta käyttäen. SGI:n tutkimuksissa on päädytty suosittelemaan turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen lopullisissa suunnitteluvaiheissa suoria leikkauskokeita. Koetulokset on todettu yhtäpitäviksi Landvan rengasleikkauskokeella saatujen kokemusten kanssa.

Penkereen alla tapahtuvan lujuuden kasvun hajonta on usein suuri. Kokemusperäisillä, teoriapohjaisilla menetelmillä arvioidut lujuudet jäävät usein pienemmiksi kuin penkereen alta mitatut lujuudet.

Luvussa 7 on vertailtu leikkauslujuuksia, jotka on määritetty siipikairalla ja suoralla leikkauskokeella sekä Landvan rengasleikkauskokeella tai arvioitu Amarynin mukaan turpeen vesipitoisuuden ja maatumisasteen perusteella.

Luku 8 käsittelee Ruotsissa Jällivaaran alueella malmiradan km:llä 1280+360 tehtyjen muodonmuutos- ja huokospainemittausten tuloksia.

Luvussa 9 on esitetty yhteenvedona edellisistä luvuista suosituksia turpeen leikkauslujuuden määrittystä ja turpeella olevan penkereen painumien arviointia silmällä pitäen. Luku 10 käsittelee edelleen yhteenvedona vanhan penkereen vakavuuden analysointiin liittyviä suosituksia.

Luvussa 11 on lyhennelmä edellä mainitun malmiradan tutkimusten yhteydessä tehdystä tarkastelusta, jossa malmiradan turpeen dynaamisia moduuleja on arvioitu Japanissa Hokkaido-turpeella tehtyjen tutkimusten perusteella. Malmiradan turpeen ja Hokkaido-turpeen ominaisuuksien on todettu olevan lähellä toisiaan, joten Hokkaido-turpeen tuloksia on katsottu voitavan hyödyntää malmiradan tarkasteluissa.

Alkusanat

Junien kulkunopeuden kasvu ja liikennekuormien suurentuminen rautateillä vaativat vanhojen rautatiepenkereiden vakavuuden uudelleen arviointia sekä tutkimus- ja suunnitteluperiaatteiden tarkistusta uusien penkereiden rakentamista silmällä pitäen. Tämä raportti on tehty kirjallisuustutkimuksena Ratahallintokeskuksen toimeksiannosta ja siinä käsitellään (eloperäiselle), pääasiassa turvepohjalle rakennettuja penkereitä. Pyrkimyksenä on määrittää etenemistapa stabiliteetin käytännön ratkaisemiseksi.

3.2 Sovellusala

Rautateitä suunniteltaessa, rakennettaessa ja parannettaessa ratapenkereen vakavuus ja painumat on selvitettävä. Vakavuustarkasteluun kuuluvat yleisessä tapauksessa pengeralueen kokonaisvakavuus, penkereen vakavuus ja leikkausluiskien vakavuus. Tässä yhteydessä rajoitutaan pelkästään turvealueille tehtyjen penkereiden vakavuuden ja painumien tarkasteluun sekä ko. tarkasteluissa tarvittavien turpeen geoteknisten ominaisuuksien selvittämiseen.

Kokonaisvakavuuden ja leikkausluiskien vakavuuden tarkistukset tehdään yleisten vakavuuslaskentaperiaatteiden mukaisesti.

3.3 Turveluokitukset

Eri maissa käytetyt turveluokitukset poikkeavat toisistaan. Erot johtuvat pääasiassa turvekäsitteen määritelmästä. Pohjoismaissa yleisesti käytetyssä von Postin luokituksessa turpeella ymmärretään paikalla syntyneitä orgaanisia muodostumia. Paikalla syntyneitä ja veden ym. kuljettamia kerrostuneita orgaanisia maalajeja tavataan kuitenkin usein samoilla alueilla (Carlsten 1988 a).

Von Postin luokituksessa turpeet jaetaan maatumisasteen perusteella 10 luokkaan (H1–H10). Luokitusta täydentäviä muita fysikaalisia ominaisuuksia ovat vesipitoisuus B1–B5, kuituisuus F0–F3, juuripitoisuus R0–R3 ja puujäänteet V0–V3. Käytännön suunnittelutehtävissä mm. Ruotsissa käytetään vain von Postin luokituksen maatumisastetta koskevaa osaa. On kuitenkin selvää, että esim. kosteudella, kuitu- ja juuripitoisuudella sekä puujäänteillä on huomattava vaikutus turpeen ominaisuuksiin (Carlsten 1988a).

Suunnittelukäytäntöä silmällä pitäen von Postin luokitusta on suositeltu (Helenelund 1975) yksinkertaistettavaksi seuraavasti:

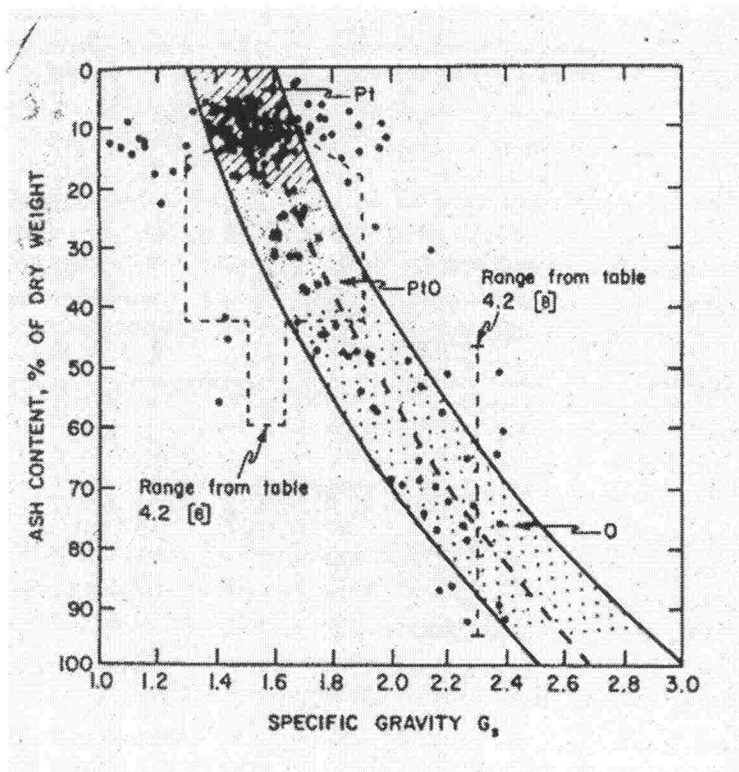
- Maatumaton turve (raakaturve; fibrous peat) H1–H3
- Keskinkertaisesti maatunut turve (semi-fibrous peat) H4–H6 ja
- Maatunut turve (amorphous peat) H7–H10.

Raakaturve sisältää pääasiassa maatumattomia kasvinosia, jotka ovat osaksi eläviä, sitkeitä ja kimmoisia. Puristettaessa raakaturvetta siitä erkanee kirkasta tai sameaa vettä. Keskinkertaisesti maatuneessa turpeessa kasvinosat ovat vain osaksi tunnistettavissa, koska kasvujätteet ovat tummuneet. Puristettaessa turve hajoaa osittain puuromaiseksi massaksi, josta noin 1/3 työntyy ulos sormien välistä.

Maatuneessa turpeessa kasvirakenne on epäselvä ja turve on tummaa, puuromaista massaa. Puristettaessa näyte pursuu suurimmaksi osaksi sormien välistä. Maatunut turve on kuivana usein tummanruskeaa, helposti murenevaa ja pölyävää massaa. (Geotekninen maaluokitus 1974.)

Landva et al (1983) ovat ehdottaneet geoteknistä turveluokitusta, joka perustuisi materiaalin ”tuhkapitoisuuteen” (A_c = ash content = mineraalipitoisuus). Turpeeksi (Pt) nimetään maalaji, jonka mineraalipitoisuus on < 20 %. Mineraalipitoisuuden ollessa 20- < 40 % maalaji on ”turvepitoinen eloperäinen” maalaji (PtO). Perusteluna on se, että maalajissa, jonka mineraalipitoisuus on yli 20 % saattaa kuitenkin olla jopa 50 % kuituja. Maalajit, joissa on 40–96 % mineraaliainesta, ovat eloperäisiä maalajeja (pääasiassa liejuja).

Kuvassa 1 on esitetty maalajin tuhkapitoisuuden (= mineraalipitoisuuden) ja kiinto-
tiheyden välinen vuorosuhde Landva et al (1983) mukaan. Muita turveluokituksia on käsitelty mm. julkaisussa Torv - geotekniska egenskaper och byggmetoder (Carlsten 1988c).



Kuva 1. Tuhkapitoisuuden ja kiintotiheyden välinen vuorosuhde (Landva et al 1983).

3.4 Turpeen geotekniset ominaisuudet

3.4.1 Yleistä

Perustettaessa penkereitä humuspitoisille maakerroksille tulee ottaa huomioon merkittävä ero korkean humuspitoisuuden omaavan kuituisen turpeen ja pääosiltaan epäorgaanisten, pehmeiden sedimenttien ominaisuuksien välillä. Pehmeät, vähemmän humuspitoiset sedimentit käyttäytyvät tavanomaisen rakentamisnopeuden vallitessa kuten koheesiomaalajit (Rowe 1987).

Helenelund (1980) on todennut suomalaisen turpeen perusominaisuuksien välillä seuraavia vuorosuhteita (A_c on tuhkapitoisuus; H on maatumisaste):

- Kiintotiheys $\rho_s = 1,42 + 0,9 A_c$ (t/m^3)
- Huokoisuus $n = 95,5 - 0,64 H$
- Huokosluku $e = 20 - 1,5 H$
- Kuivairtitiheys $\rho_d = 0,064 + 0,010 H$ (t/m^3)

Verrattaessa turpeen teknisiä ominaisuuksia saven vastaaviin ominaisuuksiin voidaan todeta, seuraavaa:

- Turve on paljon enemmän kokoonpuristuvaa. Suhteellinen muodonmuutos on usein noin 50 %.
- Turpeella on luonnontilassa (kuormittamattomana) suurempi vedenläpäisevyys.
- Kun turvetta kuormitetaan, sen vedenläpäisevyys pienenee nopeasti. Samalla aikapainuma tarkasteluissa käytettävä konsolidaatiokerroin c_v muuttuu jopa satakertaisesti, joten c_v :n arvoa on korjattava laskennan aikana. Saven c_v :llä on tavallisesti vakio arvo.

- Heikosti maatuneen turpeen (raakaturpeen) lujuusominaisuudet muistuttavat usein kitkamaan ominaisuuksia. Maatuneen turpeen ominaisuudet taas muistuttavat useimmiten herkän saven ominaisuuksia.
- Turpeen irtotiheys on tavallisesti pieni ($\rho = \text{noin } 1,0 \text{ t/m}^3$).
- Tavanomaisella rakentamisnopeudella turpeessa kehittyy merkittäviä huokosveden ylipaineita. Yleensä nämä ylipaineet ovat kuitenkin paljon pienempiä kuin mitä voitaisiin odottaa suljetuissa olosuhteissa. Näin ollen turvepohjan käyttäytyminen ei ole puhtaasti suljetun eikä avoimen tilan käyttäytymistä.
- Suurten rakennusaikaisten muodonmuutosten vuoksi tavallinen otaksuma rajatasapainomenetelmän vaatimista pienistä siirtymistä ei sovellu erittäin kokoonpuristuvalla turpeella perustetun penkereen tapaukseen.

Järkevien vakavuutta ja leikkausmuodonmuutoksia koskevien ennusteiden tekeminen edellyttää turpeen ominaisuuksien (leikkauslujuuden) ymmärtämistä sekä analyysimenetelmiä, joilla voidaan ottaa huomioon huokospaine ja suuret siirtymät (Rowe 1987).

Penkereen alla kehittyy huokosveden ylipaine voidaan ilmaista yhtälöllä

$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_1$$

missä Δu on huokosveden ylipaine tarkasteltavassa pisteessä

$\Delta \sigma_1$ suurimman kokonaispääjännityksen lisäys ko. pisteessä

\bar{B} kokemusperäinen huokospaineparametri

Huokosylipaineen maksimiarvo (ja \bar{B}) riippuu kuormitusnopeudesta ja kuivatusolosuhteista.

Julkaistujen tapausten perusteella \bar{B} on vaihdellut tyypillisesti rajoissa 0,1...0,35. Korkeampi arvo 0,8 on todettu tapauksessa, jossa pengermateriaali on ollut huonosti läpäisevää.

Landva ja LaRochelle (1982) ovat todenneet, että suuret leikkausmuodonmuutokset turpeessa riippuvat maatumisasteesta, kuitupitoisuudesta, nopean kuormituksen aiheuttamasta korkeasta huokospaineesta tai näiden tekijöiden yhteisvaikutuksista.

Sekä kenttä- että laboratoriohavainnot osoittavat, että turpeelle perustetut penkereet painuvat nopeasti rakennusaikana ja sen jälkeen painuminen etenee hitaammin. Havainnot osoittavat, että primäärinen konsolidaatiopainuma tapahtuu kohtalaisen nopeasti (usein 5...200 päivän kuluessa rakennusvaiheen päättymisestä). Tämän jälkeen jatkuu sekundäärinen kokoonpuristuminen lähes lineaarisesti $\log t$ -asteikolla. Huomattavia huokosylipaineita on kuitenkin havaittu vielä kauan primäärisen konsolidaation päättymisen jälkeen. Nämä ylipaineet pysyvät suhteellisen vakioina huomattavan pitkiä aikoja. Landva ja LaRochelle (1982) nimittävät näitä huokosylipaineita viruman aiheuttamiksi huokospaineiksi, jotka johtuvat ajasta riippuvasta kuitujen ja itse orgaanisen rakenteen kokoonpuristumisesta. Erilaiset turvemuodostumat saattavat kuitenkin käyttäytyä eri tavoin. Kentällä havaitut sekundääripainumat riippuvat mm. kerrostuman kuormitushistoriasta. Käytännössä esim. vaiheittaisen rakentamisen yhteydessä on suositeltavaa seurata huokospaineiden kehitystä mittauksilla.

Kokemusten perusteella voidaan todeta, että jos turpeen kuivatus toimii ja rakennetaan hitaasti, 0...2 metrin korkuisten penkereiden rakentaminen voidaan toteuttaa ilman suurempia vaikeuksia. Jos taas pengermateriaali on huonosti läpäisevää tai turpeen alla on pehmeää savea, matalienkin penkereiden rakentaminen saattaa olla mahdotonta ilman erityistoimenpiteitä (esim, kuivatustoimenpiteet, vastapenkereet, geotekstiilit, kevyt täyte jne.).

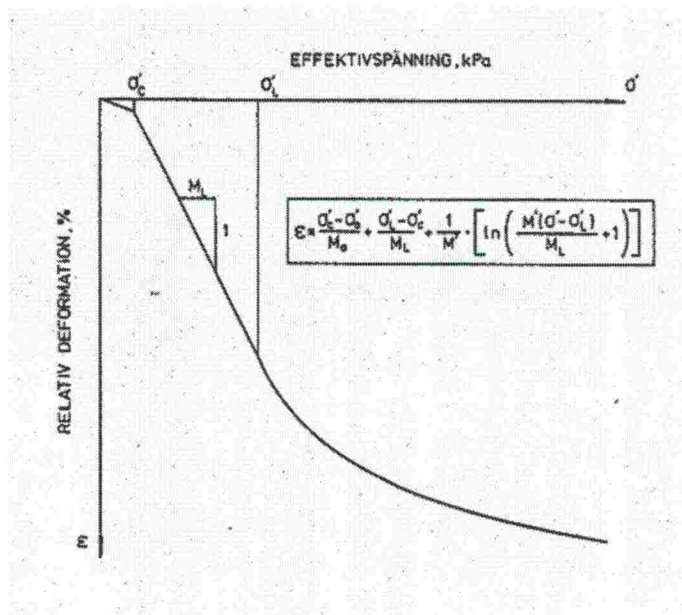
Esikuormitusta käytettäessä koko turve-esiintymän alue on syytä kuormittaa. Jos kuormitetaan vain paksuimman turvemuodostuman alue, kuormittamatta jääneet ohuemman turvekerroksen alueet saattavat jatkossa painua enemmän kuin kuormitetut alueet.

3.4.2 Kokoonpuristuvuusominaisuudet

Yksi suurimpia vaikeuksia turpeen geoteknisten ominaisuuksien määrittämisessä on tällaisen maalajin epähomogeenisuus. Eräässä tapauksessa (Bourgoin; black peat) 21 ödometrikokeessa saatiin samalla kuormituksella (57 kPa) painumia, joiden suuruus oli vaihdellen 5...40 % keskiarvon ollessa 21,65 %. (Magnan 1994)

Toinen tärkeä turpeelle ja muille orgaanisille maalajeille luonteenomainen asia on orgaanisen materiaalin kemiallinen ja biologinen kehitys ajassa. Muutokset orgaanisten kuitujen fysikaalisessa tilassa vaikuttavat suuresti turpeen kokoonpuristumiseen ja vedenläpäisevyyteen. Turpeen lopullisen kokoonpuristuman saavuttamiseen vaadittu aika riippuu hyvin paljon maatumisprosessista; lisäksi näyttää siltä, että lopullinen kokoonpuristuma ei riipu pelkästään kuormituksen suuruudesta. Hyvin suuria painumia voidaan havaita myös pienillä kuormituksilla, kun aikaa on kulunut tarpeeksi. (Magnan 1994)

Turpeen tekniset ominaisuudet määritetään pääasiassa kappaleessa 6.2 kuvatuilla laboratoriokoemenetelmillä. Turpeen kokoonpuristuvuusominaisuudet voidaan arvioida piirtämällä suhteellinen muodonmuutos jännityksen funktiona lineaarisen diagrammin muotoon kuvan 2 osoittamalla tavalla (Carlsten 1988c). Turpeen suhteellinen muodonmuutos (ϵ) voidaan laskea kuvassa 2 esitetystä yhtälöstä.



Kuva 2. Turpeen kokoonpuristuvuusparametrejä (Carlsten 1988c).

Kuvan 2 kaavassa

ϵ on suhteellinen muodonmuutos, %

σ'_0 in situ jännitys, kPa

σ'_c konsolidaatiojännitys, kPa

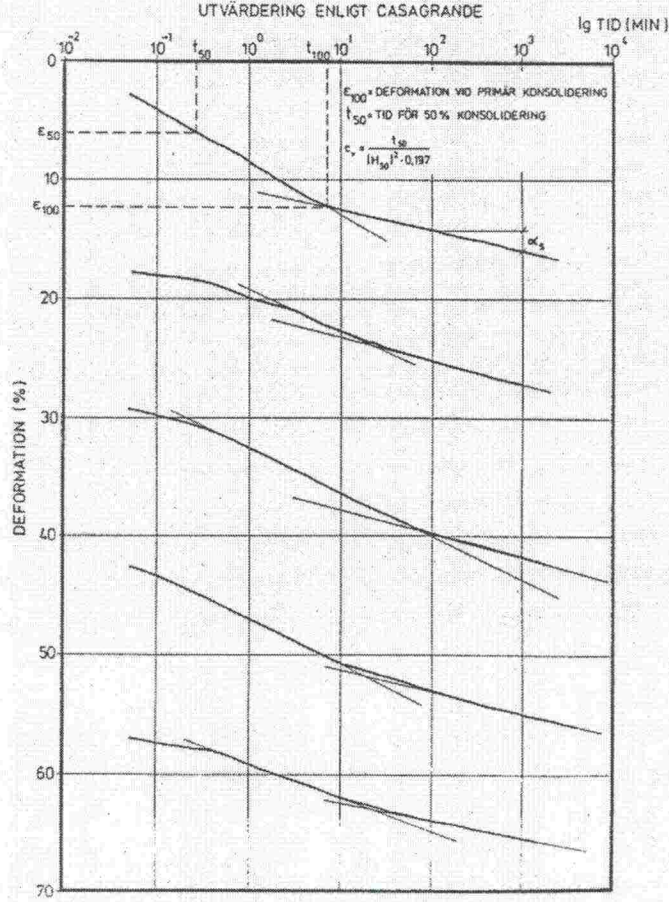
σ'_L jännitys, jonka jälkeen $(\sigma-\epsilon)$ kuvaaja lakkaa olemasta suoraviivainen; alkaa logaritminen osa (kuva 2), kPa

M_0 moduuli jännitysalueella $0 - \sigma'_c$, kPa

M_L kokoonpuristuvuusmoduuli jännitysalueella $\sigma'_c - \sigma'_L$, kPa

M' moduuliluku

Kuvassa 3 on esitetty Casagranden mukainen kokoonpuristuvuuskokeen tulkinta.



Kuva 3. Kokoonpuristuvuuskokeen tulkinta Casagranden mukaan.

Helenelund (1980) esittää kuvassa 4 esimerkin siitä, kuinka turpeen tangenttimoduuli riippuu jännityksestä ja maatumisasteesta. Jännityksen ja muodonmuutoksen välinen vuorosuhde noudattaa yhtälöä (1):

$$M = m \cdot \sigma_r (\sigma' / \sigma_r)^{1-\beta} \quad (1)$$

missä m on dimensioton moduuliluku,

σ_r vertailujännitys, tavallisesti 100 kN/m²,

σ' jännityksen lisäys

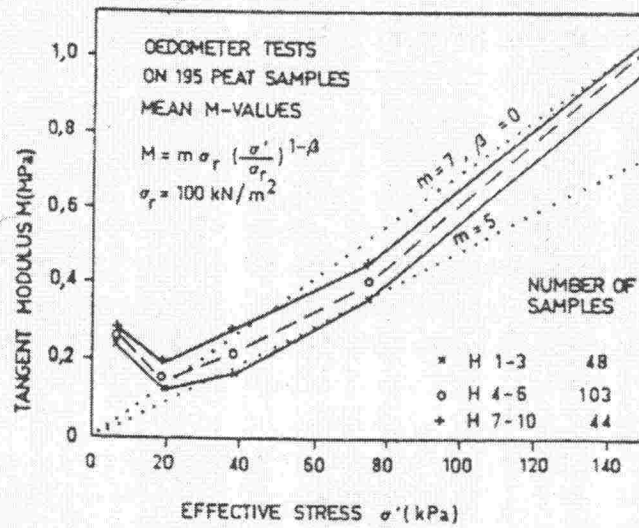
β jännitysekspONENTTI

Eksponentin arvo on yleensä vaihdellen -0,5 ... +0,5; tavallisesti sille annetaan arvo $\beta = 0$. Tällöin em. yhtälö yksinkertaistuu muotoon (2):

$$M = m \cdot \sigma' \quad (2)$$

Moduuliluku (m) kasvaa jonkin verran kuivairtoteiheyden (ρ_d) ja maatumisasteen kasvaessa. Jos $\beta = 0$, Helenelundin mukaan moduuliluku voidaan esittää likimäärin kaavalla (3):

$$m = 4 + 20 \rho_d \quad (3)$$



Kuva 4. Turpeen tangenttimoduuli (M) tehokkaan jännityksen (σ') ja maatumisasteen (H) funktiona (Helenelund 1980).

Mielenkiintoinen turpeelle ominainen piirre on korrelaatio kokoonpuristuvuuden ja luonnontilaisen (initial) vesipitoisuuden välillä. Tällainen vuorosuhde on kuitenkin yleensä paikallinen ja riippuu esim. paikallisen orgaanisen materiaalin luonteesta (Magnan 1994). Liitteenä oleva diagrammi 1 on laadittu ruotsalaisten kokemusten perusteella (Carlsten 1988c). Diagrammi esittää normaalikonsolidoitunutta turvetta.

Terzaghin konsolidaatioteorian pätemisedellytykset eivät ole voimassa turpeessa. Turve on harvoin täysin veden kyllästämä, koska siinä on huomattava määrä kaasuja (eräiden arvioiden mukaan jopa 5–10 %). Sekä kokoonpuristuvuusmoduuli että vedenläpäisevyys muuttuvat huomattavasti konsolidaatioprosessin aikana. Kuormitetussa turpeessa tapahtuu lisäksi huomattavaa sekundääristä kokoonpuristumista.

Käytännön tarpeita varten on usein mahdollista arvioida turpeen aika-painumaprosessin kehitystä laboratoriossa havaittujen aika-painumakäyrien perusteella (Helenelund 1980). Konsolidoitumisajan on otaksuttu olevan turvekerroksen paksuuden neliöjuuren funktio.

Tarkempi aika-painumalaskelma voidaan tehdä differenssimenetelmällä, jossa otetaan huomioon kuormituksen aiheuttamat muutokset kokoonpuristuvuusmoduulissa, läpäisevyydessä ja konsolidaatiokertoimessa. Ruotsissa on kehitetty konsolidaatioasteen U määrittämiseksi helppokäyttöinen diagrammi, joka on liitteenä 2 (Carlsten 1988a, 1988b). Diagrammi perustuu suureen määrään tietokonelaskelmia. Sen mukaan konsolidaatioaste (U) voidaan esittää turpeen vesipitoisuuden (w_n), turvekerroksen kokonaispaksuuden (H) sekä turvekerroksen kuormituksen (q) funktiona yhtälöllä (4).

$$U = 1 - 0,6 * e^{-\left[\frac{0,52 * (w_n)^{0,75}}{H^2 * q^{0,5}} \right] * t} \quad (4)$$

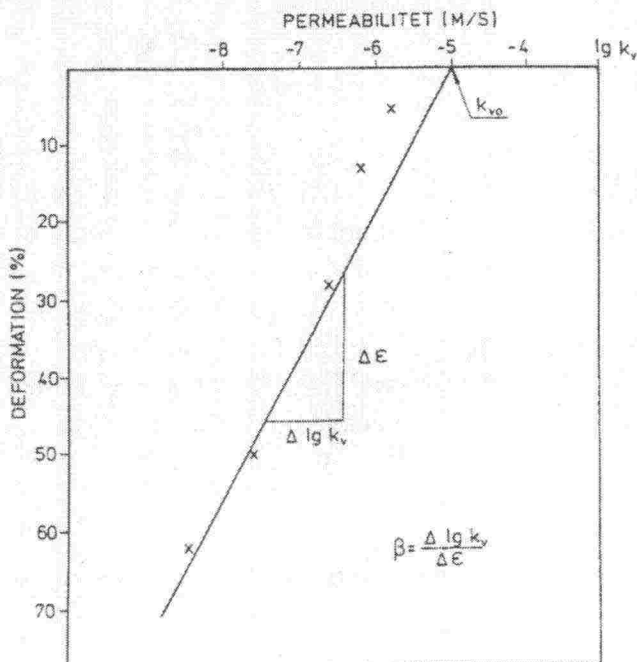
Yhtälö pätee seuraavilla edellytyksillä:

- Turpeen w_n on vesipitoisuuden keskiarvo koko kerroksen paksuudella.
- Turve on normaalikonsolidoitunut.
- Turpeelle tuleva kuorma on jakautunut siten, että lisäjännitys turpeessa (syvyys-suunnassa) on vakio. (Turpeessa ei tapahdu kuorman jakautumista).
- Kuorma otaksutaan vakioksi koko painumisprosessin aikana. Kuorman keventymistä penkereen painuessa vedenpinnan alapuolelle ei oteta huomioon.
- Yhtälö edellyttää kaksipuolista kuivatusta. Yksipuolisen kuivatuksen tapauksessa turpeen paksuus H kerrotaan kahdella.
- Sekundääripainumaa ei ole otettu huomioon.
- Malli on laadittu vähän tai keskinkertaisesti maatuneelle turpeella, jonka vesipitoisuus on suuruusluokkaa 900–1500 %.

Larsson (1986) on myös kehittänyt mallin pehmeiden maalajien konsolidaation käsittelemiseksi. Mallilla voidaan laskea sekä primäärinen että sekundäärinen painuma. Mallia on testattu Ruotsissa esikuormitetun penkereen tapauksessa 1980-luvun alussa. Painumahavaintojen perusteella on todettavissa, että turpeen esikuormitusta käytettäessä tärkeintä ei ole virumavaikutusten huomioon ottaminen vaan riittävä kuorman kevennys primäärisen konsolidaation päättyessä (Carlsten 1988a). Pitkäaikaisia painumia voidaan odottaa tapahtuvan, jos turpeen tehokkaaksi jännitykseksi jää $\sigma' \geq 0,8 \sigma'_c$.

3.4.3 Vedenläpäisevyys

Turpeen vedenläpäisevyys luonnontilassa on suhteellisen suuri. Läpäisevyys on yleensä suuruusluokkaa 10^{-5} – 10^{-7} m/s. Kun turve puristuu kokoon, läpäisevyys pienenee. Muodonmuutoksen ja läpäisevyyden välistä vuorosuhdetta havainnollistaa kuva 5. Kokoonpuristuman ollessa 50 % vedenläpäisevyys saattaa olla vain 1/1000 alkuperäisestä arvosta. Kuvan β -arvo on tällöin 6; savilla vastaava β -arvo on tavallisesti noin 3. β kuvaa kokoonpuristuman vaikutusta vedenläpäisevyyteen.



Kuva 5. Muodonmuutoksen ja vedenläpäisevyyden välinen vuorosuhde (Carlsten 1988c).

3.4.4. Leikkauslujuus

3.4.4.1 Yleisesti käytettyjä menetelmiä

Turpeen suuret muodonmuutokset kuormitettaessa vaikeuttavat monien hienorakeisten kivennäismaalajien yhteyteen sopivien menetelmien käyttöä turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen. Käytettävissä olevat kokemukset ovat lähinnä Kanadasta, Ruotsista, Suomesta ja Venäjältä. Landva et al. (1986) toteavat, että yksiaksiaalista puristuskoetta, kolmiaksiaalikoetta tai suoraa leikkauskoetta ei voida suositella kuituisen turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen. Landva et al. (1982) ovat myös todenneet, että kuituisen turpeen rakenne muistuttaa enemmän tekstiiliä kuin savea tai silttiä. Tämän vuoksi tavalliset laboratoriomenetelmät eivät sovi näiden turvetyyppien tutkimiseen varsinkaan silloin, kun kyseessä on leikkauslujuuden määrittäminen.

Turpeen leikkauslujuutta tarkasteltaessa tulee kiinnittää erityistä huomiota seuraaviin seikkoihin (Topolnicki & Koehorst 1994):

- epälineaarinen murtoviiva
- leikkauslujuuden kasvun arviointi konsolidaation vaikutuksesta
- kokemusperäisen tiedon arviointi
- anisotrooppisuuden käytännöllinen merkitys.

Epälineaarisen murtoviivan osalta todetaan, että c ja ϕ -arvoja määritettäessä yleensä hyväksytään murtoviivan otaksuminen suoraviivaiseksi murtojännityksen läheisyydessä.

Kenttätutkimukset osoittavat, että niistä saatu leikkauslujuus on yleensä suurempi kuin laboratoriokokeista saatu tulos.

Tämä saattaa johtua

- näytteiden häiriintymisestä kuljetuksen aikana
- huokospaineen laukeamisesta
- vaikeuksista kolmiaksiaalikokeiden teossa, koska vaaditaan suuria näytteitä
- turpeen kuiduista
- siipikairan siipien muodosta.

Tulosten parantamiseksi varsinkin kuituisten turpeiden yhteydessä tulee käyttää suuria näytteitä. Käytännön sovelluksia silmälläpitäen murtojännitykseksi voidaan usein otaksua deviatorisen jännityksen maksimiarvo. Kun leikkausjännitys saavuttaa maksimiarvon tietyssä pisteessä, tapahtuu paikallinen murtuminen, minkä jälkeen vasta loput leikkauslujuudesta pääsee mobilisoitumaan. Tämän vuoksi herää kysymys, onko pienillä laboratorionäytteillä tehdyillä kokeilla mitään arvoa. Ne johtavat hyvin suuriin varmuuslukuihin. Laboratoriokokeet saattavat antaa hyvän kuvan lujuuden vaihteluista turvemuodostumassa. Siipikairaukset antavat hyvän kuvan leikkauslujuuden kasvusta konsolidaation johdosta. Toistuvat kokeet ovat kuitenkin tarpeen vertailun vuoksi. Absoluuttisilla arvoilla ei ole kovin suurta merkitystä.

Magnanin (1994) mukaan hyvin pehmeissä maalajeissa lävistysmurtuma on todennäköisin murtomekanismi. Tavallisesti turpeessa tapahtuu plastisia muodonmuutoksia liukupintamekanismin sijasta.

Tiepenkereistä saatujen hollantilaisten kokemusten mukaan (Topolnicki & Koehorst 1994) huippulujuus saavutetaan vasta 30...40 %:n siirtymän jälkeen. 10 %:n siirtymän jälkeen vasta 50 % huippulujuudesta on mobilisoitunut. Suoralla leikkauskokeella määritetyn huippulujuuden on todettu olevan pienempi kuin CD-kolmiakσιαalikokeella määritetty lujuus. Lujuuden anisotrooppisuudella saattaa olla huomattava käytännöllinen merkitys. Tutkimustietoa tarvittaisiin kuitenkin lisää.

Helenelund & Hartikainen (1972) toteavat, että turpeen suljettu leikkauslujuus määritetään käytännössä yleensä siipikairalla. Mm. MacFarlanen mukaan maatuneessa ja vähäkuituisessa turpeessa siipikairalla on yleensä todettu saatavan luotettavia tuloksia. Hyvin kuituisessa turpeessa siipikairausten luotettavuus on kuitenkin kyseenalainen, koska selvää murtumista ei ole todettavissa. On havaittu, että kuituinen turve on taipunut siipien ulkopuolelle, joten luotettavan leikkauslujuuden mittaaminen ei ole ollut mahdollista. Helenelund ja Hartikainen käyttivät kierrekairaa kuituisen turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen. Yksiosainen kierrekaira soveltuu lujuuden määrittämiseen turpeen pintaosassa. Syvemmällä on käytettävä kaksiosaista kierrekairaa.

Kaksiosaisella kierrekairalla tehtiin vetokokeita Espoon turvepehkuosuolla 0,3...1,0 m syvyydessä. Turpeen vesipitoisuus oli 770 %. Von Post'in kaavalla turvetta luonnehdittiin seuraavasti $H_3B_3F_1R_1V_0$ (Helenelund 1968). Kokeita tehtiin pääasiassa pystysuunnassa, mutta osittain myös vaakasuunnan suhteen kaltevuuksilla $\alpha = 0, 30, 45$ ja 60° . Kuituisessa rahkaturpeessa 0,5 metrin syvyydessä tehdyissä neljässä 10 kokeen sarjassa saatiin keskimääräiseksi suljetuksi leikkauslujuudeksi (c_u) eri kaltevuuksilla seuraavat arvot: vaakasuunnassa ($\alpha = 0^\circ$) $c_u = 13,4 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 30^\circ$ $c_u = 13,7 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 60^\circ$ $c_u = 15,0 \text{ kN/m}^2$ ja $\alpha = 90^\circ$ (pystysuunta) $c_u = 18,2 \text{ kN/m}^2$. Häiriintyneen leikkauslujuuden arvo oli vaihdellen 4,4...10,8 % häiriintymättömän lujuuden arvoista.

Vertailun vuoksi on tehty myös siipikairauksia ja yksiakσιαalisia puristuskokeita koe-kuopista otetuilla näytteillä. Koetulosten mukaan kierrekairalla tehdyistä pystysuuntaisista vetokokeista ja siipikairauksista saadut suljetun leikkauslujuuden arvot ovat samaa suuruusluokkaa. Toisaalta kierrekairalla tehdyillä vetokokeilla saadut lujuudet ovat suurempia kuin yksiakσιαalisella puristuskokeella saadut, 10 %:n muodonmuutosta vastaavat leikkauslujuudet. Vaakasorat kuidut näyttävät vaikuttavan kierrekairalla tehtyjen vetokokeiden tuloksiin enemmän kuin puristuskokeen tuloksiin.

Rowe (1987) ja Korhonen & Leskelä (1970) ovat myös todenneet siipikairan sopimattomaksi kuituisen turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen.

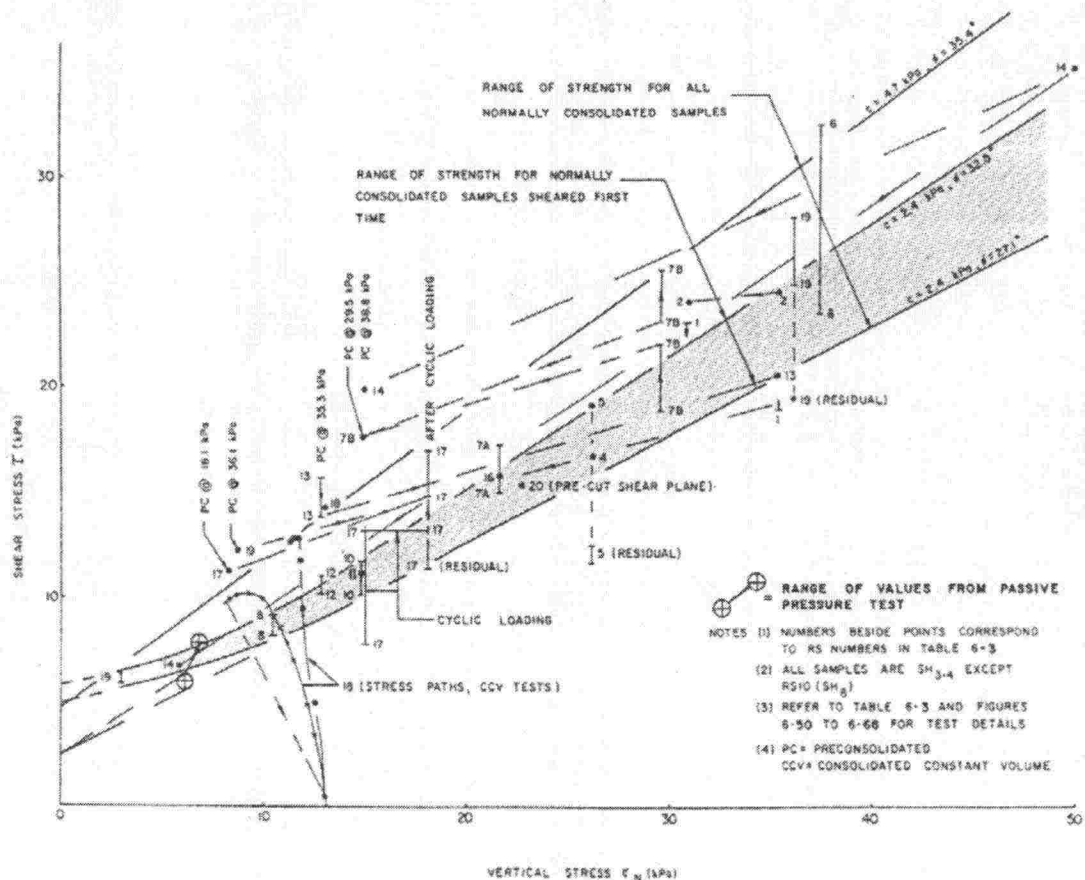
Korhonen & Leskelä (1970) toteavat siipikairan käytöstä turpeessa, että

- murtokuvio on turpeen kuituisuuden vuoksi epämääräisempi kuin kivennäis-maalajeissa
- murtokohdan saavuttamiseen tarvittava siiven kiertymä on suurempi kuin kivennäis-maalajeissa
- siiven kiertonopeudella ei näytä olevan selvää vaikutusta mitattaviin lujuusarvoihin
- turve on epähomogeenistä ja sen vuoksi lujuusarvojen hajonta on suurempi kuin kivennäismaalajeissa
- turpeen anisotrooppisuus näyttää riippuvan maatumisasteesta siten, että maatumattomissa ja heikosti maatuneissa turpeissa c_{uv}/c_{uh} on yleensä suurempi kuin yksi. Maatuneissa turpeissa tämä suhde näyttää olevan yleensä pienempi kuin yksi.

Helenelundin (1980) mukaan siipikairalla määritettyä leikkauslujuutta tulisi redusoida turpeessa enemmän kuin hyvin vesipitoisessa savessa; tavallisesti reduktiokertoimella 0,5.

Ranskalaisen käytännön (Magnan 1994) mukaan turpeen vakavuusanalyysi tehdään yleensä lyhyen ajan analyysinä suljettua leikkauslujuutta käyttäen. Suljettu leikkauslujuus määritetään siipikairalla samoin kuin pehmeässä savessa. Turpeen kuituisuus mahdollisesti vaikuttaa saatuun lujuusarvoon, mutta turpeen rakenteen vaikutusta ei oteta käytännössä huomioon.

Landva (1980) on kehittänyt rengasleikkauslaitteen näytteille, joiden sisäläpimitta on 124 mm ja ulkoläpimitta 240 mm. Näytteen korkeutta voidaan vaihdella, mutta yleensä se on ollut 150 mm. Rengasleikkauslaite sallii suuria muodonmuutoksia. Kuvassa 6 esitetään laitteella saatuja leikkausjännityksen huippuarvoja normaalijännityksen funktiona. Kokeet on tehty pääasiassa vähän maatuneella (H3) rahkasammalturpeella. Näytteet on ”trimmattu” suuremmista kuutioista.



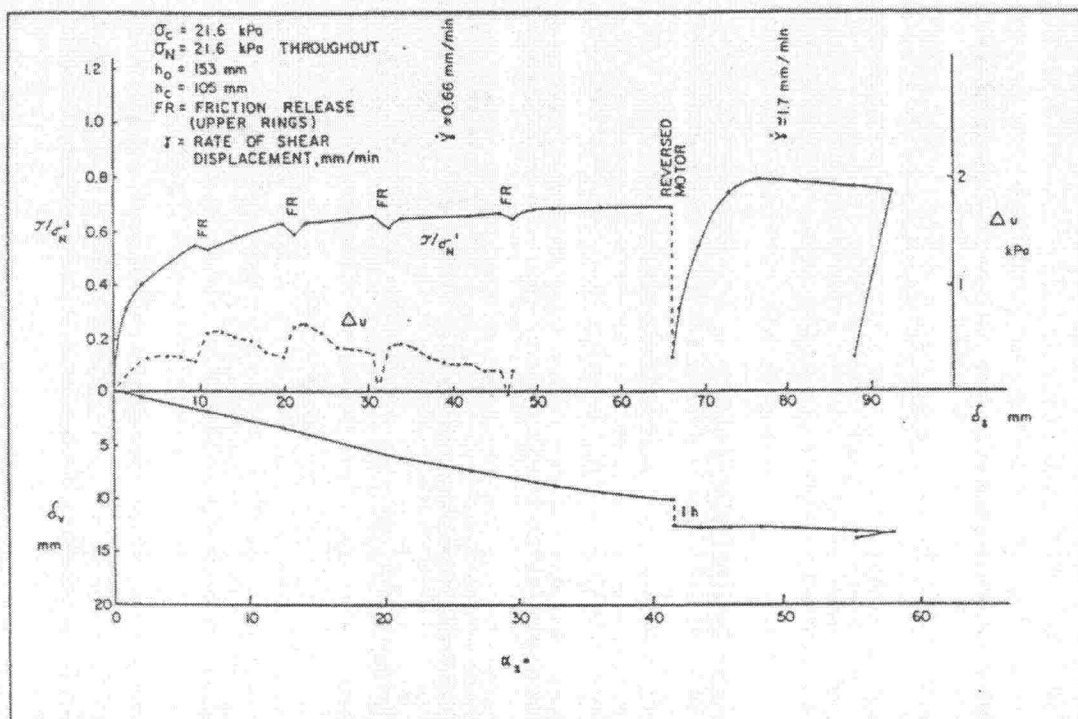
Kuva 6. Rahkaturpeella tehtyjen rengasleikkauskokeiden tuloksia Kanadasta (Landva 1980).

Normaalikonsolidoituneen turpeen leikkauslujuus ensimmäisessä leikkauksessa on kuvan 6 varjostetulla osalla linjojen $c = 2,4 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 27,1^\circ$ ja $c = 2,4 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 32,5^\circ$ välissä. Normaalijännityksen ollessa 13 kN/m^2 leikkauslujuus muuttuu kuitujen vaikutuksesta siten, että näennäinen koheesio kasvaa arvoon $5\text{--}6 \text{ kN/m}^2$ ja kitkakulma pienenee nollaa kohti. Kokeita on tehty sekä jännitys- että muodonmuutosohjattuina. Kokeita on tehty myös vakio tilavuudessa pystyjännitystä säädellen. Syklisiä kokeitakin on tehty sekä leikkausjännitystä että normaalijännitystä vaihdellen. Landva toteaa, että

turpeen rakenteen vuoksi kuvaa 6 ei pidä käyttää turpeelle tyypillisenä kokemuseräisenä vuorosuhteena.

Kokeita on tehty vaivatulla turpeella, turpeella, joka on leikattu kohtisuoraan kerrostasojen vastaan ja turpeella, jossa on etukäteen leikattu leikkauspinta. Kaikkien näiden kokeiden tulokset ovat pysyneet kuvan 6 varjostetulla alueella. Tämä viittaa siihen, että koetulokset eivät ole herkkiä näytteiden häiriintymiselle, vaan näytteen jännityshistoria (ylikonsolidaatio) ja muodonmuutoshistoria (leikkausmuodonmuutokset) vaikuttavat ratkaisevasti koetuloksiin. Koetuloksiin vaikuttaa merkittävästi myös koekappaleiden ”trimmaus”. SGI:n tekemissä koesarjoissa käytetyt näytteet on otettu suoraan koeputkista ilman trimmausta. Landvan mukaan mitatut leikkauslujuuksien eivät riipu muodonmuutosnopeudesta kokeissa käytetyllä nopeusalueella 0,07–2,60 mm/min. Avoimen tilan olosuhteet edellyttävät, että muodonmuutosnopeus ei ylitä arvoa 0,5 mm/min.

Landva on tulostanut rengasleikkauskokeensa kuvan 7 mukaisesti. Kuvassa α_s on kulmanmuutos, joka syntyy, kun alemmaa levyä kierretään ylemmän levyn suhteen, kun taas δ_s on siirtymä näytteen keskisädettä pitkin. Murtotilan muodonmuutokset ovat usein olleet suuria eli suuruusluokkaa $\alpha_s = 50^\circ$ ja $\delta_s = 70$ mm. Tyypilliset suhteen τ/σ_N arvot (= leikkauslujuus/konsolidaatiojännitys) ovat suuruusluokkaa 0,5 kiertymän ollessa 10° ja 0,6–0,7 kiertymän ollessa 50° .



Kuva 7. Muodonmuutosohjattu rengasleikkauskoe (Landva 1980).

Landva on tehnyt vertailuja omien rengasleikkauskoetulostensa ja siipikairauskokeista sekä ruuvilevykokeista saatujen kokemusten välillä (vrt. liite 3). Liitteessä 3 esitetyt siipikairaus- ja ruuvilevykokeiden tulokset ovat redusoimattomia. Vertailun mukaan siipikairalla määritetty leikkauslujuus on noin kaksinkertainen rengasleikkauskokeen tuloksiin verrattuna, kun normaalijännitykset eri kokeissa ovat yhtä suuret. Tämä tukee mm. Helenelundin ehdottamaa siipikairaustulosten redusointikerrointa 0,5.

Landvan mukaan rengasleikkauskoe on mielekäs lujuuskoe vähän maatuneessa turpeessa ja varsinkin silloin, kun on kyse turpeelle perustetun penkereen liukumisen estämisestä vaakasuunnassa.

Alustavia vakavuustarkasteluja varten Amaryan (1973) on esittänyt kokemusperäisen vuorosuhteen turpeen vesipitoisuuden (w) ja leikkauslujuuden (c_u) välille. Menetelmä on kokemusperäinen ja perustuu siipikairalla tehtyihin leikkauslujuuden määrittäisiin:

$$c_u = 140/w * (100 - 1,1 R) \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

Pjajtschenkon maatumisaste R määritetään seuraavasti (Carlsten 1989):

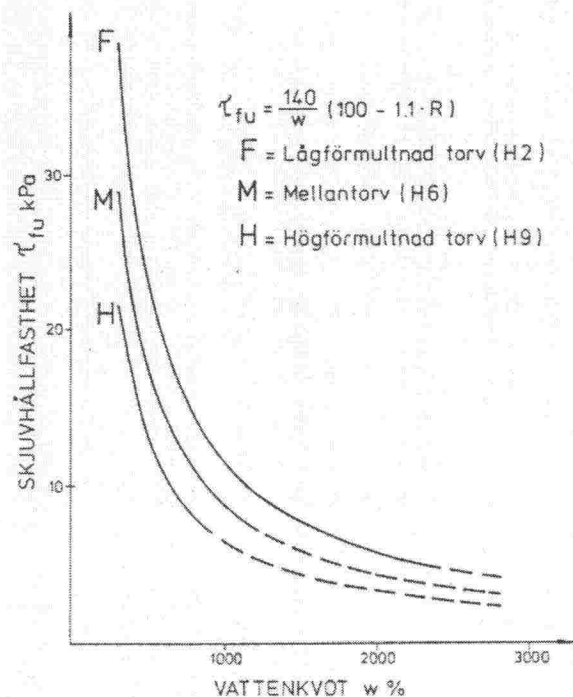
$R = 8H$ kuituiselle turpeelle

$R = 20 + 3H$ keskinkertaisesti maatuneelle turpeelle

$R = 6H$ maatuneelle turpeelle

(H on maatumisaste von Post'in mukaan).

Kuvassa 8 on esitetty em. yhtälön mukaan määritetty leikkauslujuus kuituiselle ($H2$), keskinkertaisesti maatuneelle ($H6$) ja maatuneelle ($H9$) turpeelle.



Kuva 8. Kokemusperäinen vuorosuhde turpeen vesipitoisuuden ja leikkauslujuuden välillä (Amaryan 1973).

3.4.4.2 Leikkauslujuus vanhan penkereen alla

Jos pengeri on ollut paikallaan niin kauan, että maa on konsolidoitunut lisäkuorman vaikutuksen alaisena, penkereen alla olevan maan lujuus on kasvanut. Jos lisäkuorma on ollut pieni eikä alkuperäinen konsolidaatiojännitys ole ylittynyt, painumat ja lujuuden kasvu ovat tavallisesti pieniä. Jos alkuperäinen konsolidaatiojännitys on ylittynyt ja painumat ovat olleet suuria, lujuuden kasvukin on ollut merkittävä.

Kokemusperäinen arviointi

Leikkauslujuuden kasvua voidaan arvioida laskemalla penkereen aiheuttaman lisäkuorman jakautuminen maassa kimmoteorian avulla (Banverket 2002). Tehokkaan konsolidaatiojännityksen kasvu ($\Delta\sigma'_c$) lasketaan seuraavasti:

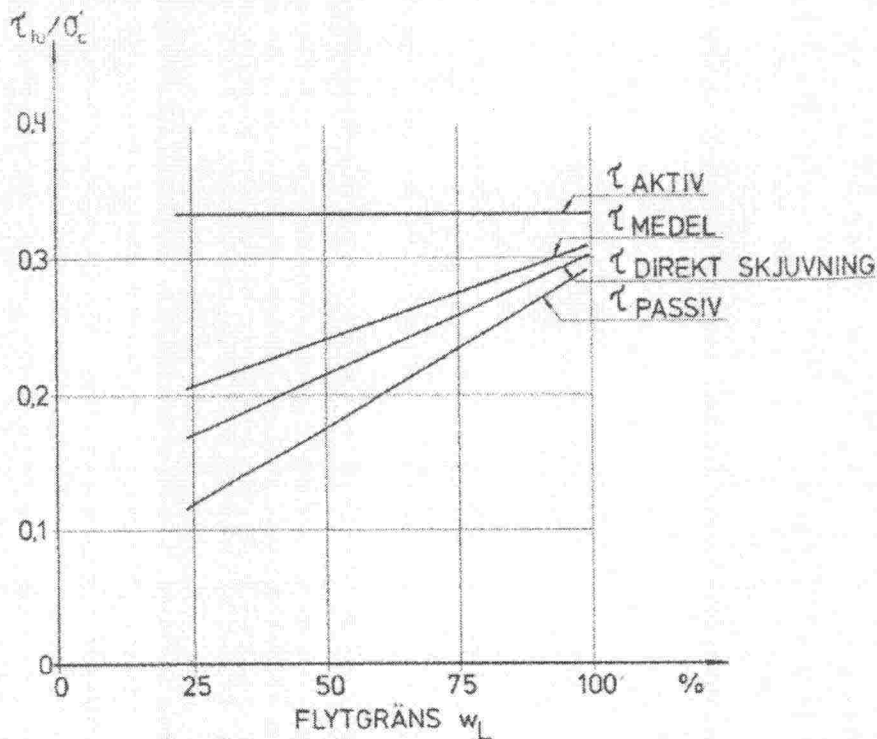
$$\Delta\sigma'_c = \gamma * H \quad (6)$$

missä $\Delta\sigma'_c$ on tehokkaan konsolidaatiojännityksen kasvu
 γ penkereen tilavuuspaino, kN/m³
 H penkereen korkeus

Tehokas konsolidaatiojännitys voidaan sitten laskea seuraavasti:

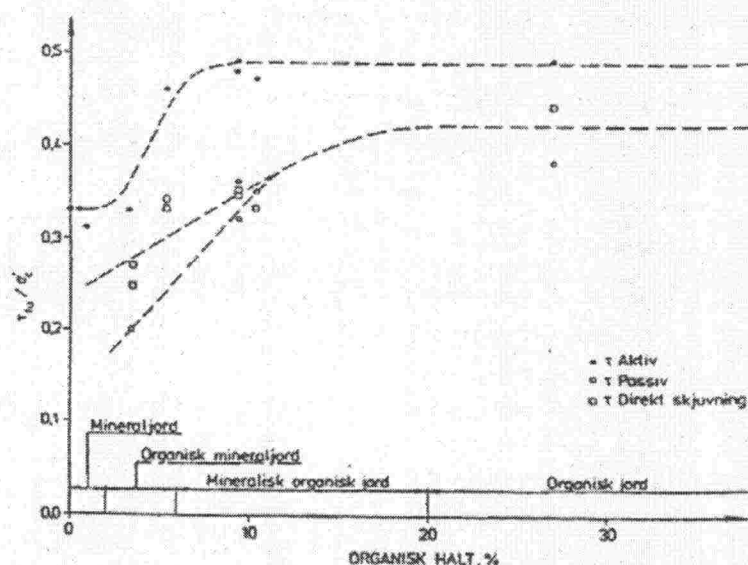
$$\sigma'_c = \sigma'_{c0} + \Delta\sigma'_c \quad (7)$$

missä σ'_c on tehokas konsolidaatiojännitys
 σ'_{c0} alkuperäinen tehokas konsolidaatiojännitys
 $\Delta\sigma'_c$ tehokkaan konsolidaatiojännityksen kasvu



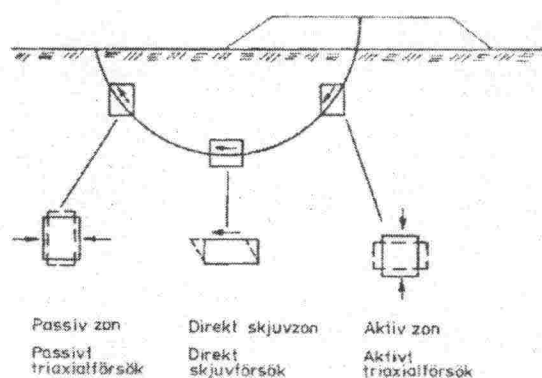
Kuva 9. Kokemusperäisiä yhteyksiä juoksurajan ja suhteen suljettu leikkauslujuus/konsolidaatiojännitys välillä normaalikonsolidoituneessa epäorgaanisessa savessa.

Leikkauslujuuden kasvua voidaan sitten arvioida leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen välillä vallitsevien kokemusperäisten vuorosuhteiden perusteella kuvien 9, 10 ja 11 mukaan. Kuva 10 soveltuu eloperäisille maalajeille. Kokemusperäiset yhteydet koskevat lähinnä juoksurajan/konsolidaatiojännityksen ja suoralla leikkauksella määritetyn suljetun leikkauslujuuden välistä vuorosuhdetta..



Kuva 10. Kokemuseräisiä yhteyksiä humuspitoisuuden ja suhteen suljettu leikkauslujuus/konsolidaatiojännitys välillä eloperäisessä maassa.

Kuvassa 11 on havainnollinen esitys erilaisten laboratoriokokeiden ja kokemuseräisten yhteyksien sopivuudesta erilaisiin kuormitustilanteisiin.



Kuva 11. Päätyypit erilaisten laboratoriokokeiden sekä kokemuseräisten yhteyksien sopivuudesta erilaisiin kuormitustilanteisiin.

Leikkauslujuuden kasvun arviointia varten on mitattava myös penkereen todellinen paksuus, koska painumat vaativat usein raiteen ja penkereen korotuksia. Penkereen paksuus saattaa näin ollen poiketa huomattavasti alkuperäisen suunnitelman mukaisesta mitasta. Tämän vuoksi kuormitus ja lujuuden kasvu ovat usein suurempia kuin alkuperäisten mittojen mukaan olisi odotettavissa. Edellä esitettyä lujuuden kasvua käytetään hyväksi vain alustavissa laskelmissa. Tarkemmissa analyyseissä käytetään in-situ-kokeilla ja/tai laboratoriokokeilla penkereen läpi otetuista häiriintymättömistä näytteistä määritettyä leikkauslujuutta.

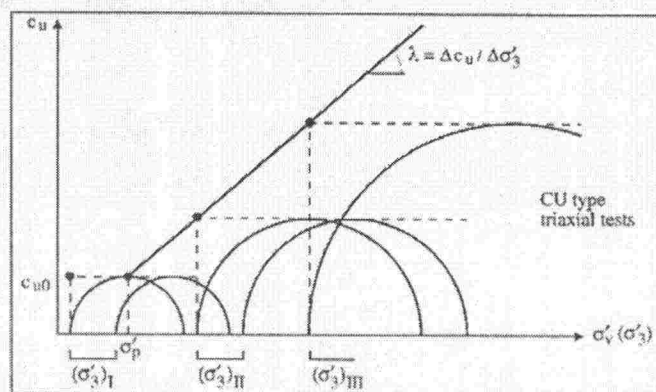
Edellä laskettu lujuuden kasvu on varovainen arvio leikkauslujuuden kasvusta edellyttäen, että lisäkuorman aiheuttama konsolidaatioprosessi on todella jo päättynyt.

Ranskalainen käytäntö

Ranskalaisen käytännön mukaan leikkauslujuuden kasvu konsolidaation vaikutuksesta otetaan huomioon siten, että siipikairalla määritettyyn luonnontilaiseen leikkauslujuuteen lisätään Δc_u , joka lasketaan seuraavasti (Magnan 1994):

$$\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_3 \quad (8)$$

λ_{cu} määritetään laboratoriossa CU-kolmiakselikokeen tuloksista (kuva 12). Turpeen λ_{cu} on yleensä suurempi kuin saven vastaava arvo ja usein suuruusluokkaa 0,50.



Kuva 12. Konsolidaatiosta johtuvan suljetun leikkauslujuuden kasvun määrittämisen periaate ranskalaisen käytännön mukaan.

Tässä menetelmässä c_u -arvoja ei korjata. Tämän karkean menetelmän sanotaan toimivan hyvin, kun käytetään varmuuslukua 1,5. Ranskalaiset kokemukset vahvistavat tätä käsitystä, koska sortumia ei ole tapahtunut (Topolnicki & Koehorst 1994). Leikkauslujuus voidaan määrittää tarkemminkin, mutta se vaatii lisäselvityksiä, joita on käytännössä usein vaikea toteuttaa.

Tehokkaan lujuuden arviointi

Tehokasta leikkauslujuutta (c_d) voidaan tavallisesti arvioida kokemuseräisesti suljetun leikkauslujuuden/konsolidaatiojännityksen avulla seuraavasti (Skredkommissionen 1995):

$$c_d = c' + \sigma' * \tan \varphi' \quad (9)$$

missä c' on $0,1 * c_u$ tai $0,03 * \sigma'_c$

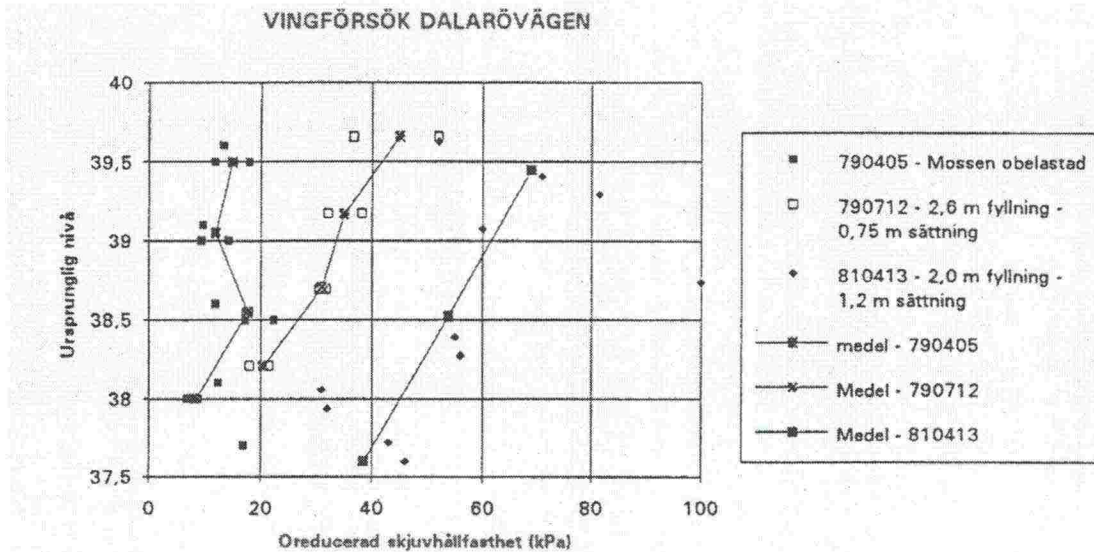
σ' tehokas normaali jännitys

φ' 30°

Lujuuden määrittäminen siipikairalla

Turpeen leikkauslujuuden kasvua penkereen alla on tutkittu siipikairalla mm. Ruotsissa (Dalarövägen) ja Kanadassa (Samson 1972). Turpeet ovat olleet ominaisuuksiltaan samantapaiset. Samsonin tutkimuksessa turpeen vesipitoisuudeksi kuormittamattomana on todettu 605–1290 % ja konsolidoituneena 370–540 %.

Kuvassa 13 on esitetty ruotsalaisen tutkimuksen tuloksia. Leikkauslujuus on kasvanut huomattavasti kuormituksen kasvaessa. Lujuuden kasvu on ollut suurimmillaan turvekerroksen yläosassa. Tutkimuksessa käytetty siipi on ollut 65 mm x 130 mm. Tehokas jännitys turpeessa konsolidaation jälkeen oli 35–40 kPa.



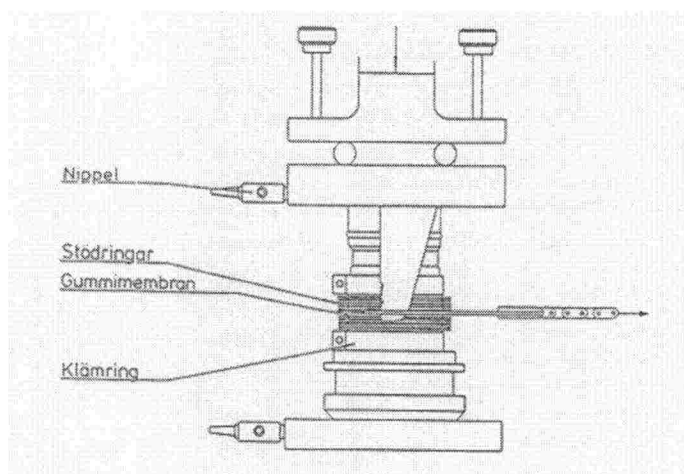
Kuva 13. Dalarövägen, leikkaus 1/360. Siipikairalla määritetty redusoimaton leikkauslujuus (kairatulokset esitetty alkuperäistä turvetasoa vastaavasti) /Banverket 1996a/.

Samsonin tulokset osoittavat vielä suurempaa lujuuden kasvua. Leikkauslujuus on ollut kuormittamattomana noin 10 kN/m^2 . Turvekerroksen yläosassa lujuus on kasvanut lähes kymmenkertaiseksi, kun taas kerroksen alaosassa kasvu on ollut vain 2–3-kertainen. Siiven koko on ollut 50 mm x 100 mm. Turpeen huokosluku tai vesipitoisuus näyttää olevan hyvä epäsuora parametri turpeen leikkauslujuuden arvioimiseen.

3.4.4.3 Leikkauslujuuden määrittäminen suoralla leikkauskokeella

Ruotsin geoteknisissä instituutissa (SGI) on tehty vuonna 1996 avoimia ja suljettuja leikkauskokeita turvenäytteillä, jotka on otettu pääasiassa Malmiradan (Malmbanan) varrelta SGI:n turvenäytteenottomella ($d = 100 \text{ mm}$). Muutamia näytteitä on otettu myös vanhan penkereen alta $d = 50 \text{ mm}$ mäntäkairalla.

Kokeita on tehty SGI-tyyppisellä kompressometrileikkauslaitteella (kuva 14). Näytteen halkaisija on ollut 100 mm ja korkeus 40–45 mm. Näytteet on konsolidoitu kolmeen eri normaalijännityksen arvoon: 20 kPa, 40 kPa ja 80 kPa. Konsolidointi on tapahtunut portaittain kaksinkertaistamalla aina edellinen kuormitus. Pienin kuormitus on ollut 2,5 kPa. Kuormitusportaan kesto aika on vaihdellut, mutta tarkoitus on ollut, että primäärikonsolidaatio olisi päättynyt ennen kuorman lisäystä. Viimeisen kuormaportaan kesto on ollut vähintään 12 tuntia.



Kuva 14. Tukirenkaiden sisällä olevan näytteen konsolidointi ja leikkaaminen.

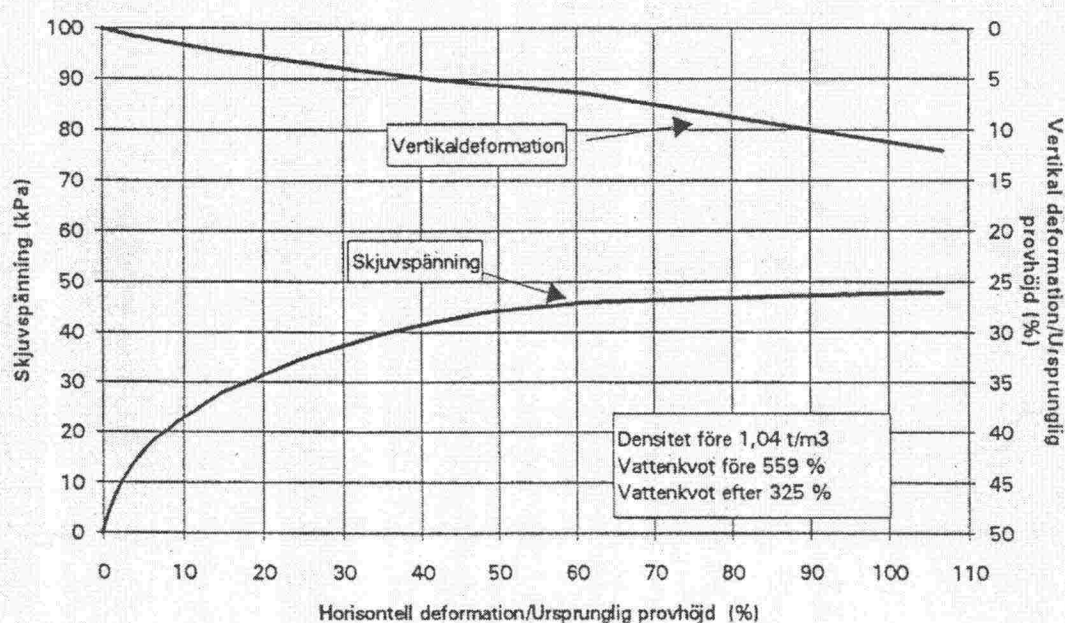
Konsolidoinnin jälkeen on aloitettu kokeen leikkausvaihe. Leikkausvoimaa on lisätty portaittain siten, että kukin porras on ollut 1/40 normaali-jännityksestä. Vaaka- ja pysty-suorat muodonmuutokset on luettu 15 min. välein. Konsolidointiprosessin kesto-aika on ollut vähintään 36 tuntia, minkä jälkeen leikkauskoe on tehty noin 6 tunnin kuluessa.

Malmiradan koesarja on käsittänyt 20 leikkauskoetta, joissa näytteen $d = 100$ mm ja 4 koetta, joissa näytteen $d = 50$ mm (otettu vanhan penkereen alta). Turpeen fysikaaliset ominaisuudet ja koetulokset on esitetty liitteenä 4 olevissa taulukoissa 2–9.

Avoimien kokeiden tulokset

Turve murtuu vasta huomattavan suuren muodonmuutoksen jälkeen (kuva 15). Kuvan 15 tapauksessa näyte murtui noin 13 mm vaakasiirtymän jälkeen, jolloin tupeen kuidut olivat katkenneet. Siirtymä vastaa 62 % näytteen alkuperäisestä korkeudesta. Ruotsalaisen, koheesiomaita koskevan standardin mukaan maan leikkauslujuus määritetään maksimileikkausjännityksenä kussakin kokeessa. Jos maksimijännitystä ei saavuteta ennen 15 radiaanin kulmanmuutosta, leikkauslujuudeksi määritetään 15 radiaanin kulmanmuutosta vastaava leikkausjännitys. Ei ole selvää, voidaanko turpeen leikkauslujuutta määrittää samalla tavalla kuin savessa, mutta voidaan otaksua, että kulmanmuutosta pitää rajoittaa ja vakavuusanalyysissä ei pidä käyttää maksimilujuutta.

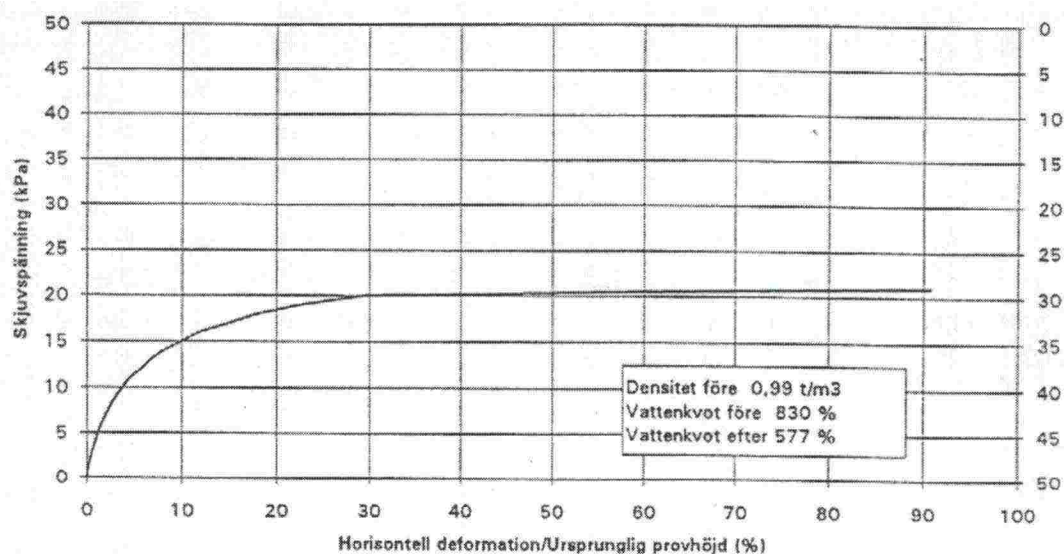
Tyypilliset arvot leikkausjännityksen ja konsolidaatiojännityksen väliselle suhteelle (τ/σ_N) ovat luokkaa 0,4 kulmanmuutoksen ollessa 0,15 radiaania ($8,6^\circ$) ja 0,55 kulmanmuutoksen ollessa 0,35 radiaania (20°). Ratapenkereen alta otetuilla näytteillä tehdyissä kokeissa on saatu samanlaisia arvoja.



Kuva 15. Avoin suora leikkauskoe – poikkileikkaus 1280+360 V9,0, syvyys 1,5-1,7 m. Normaalijännitys 80 kPa (Banverket 1996a).

Suljettujen kokeiden tulokset

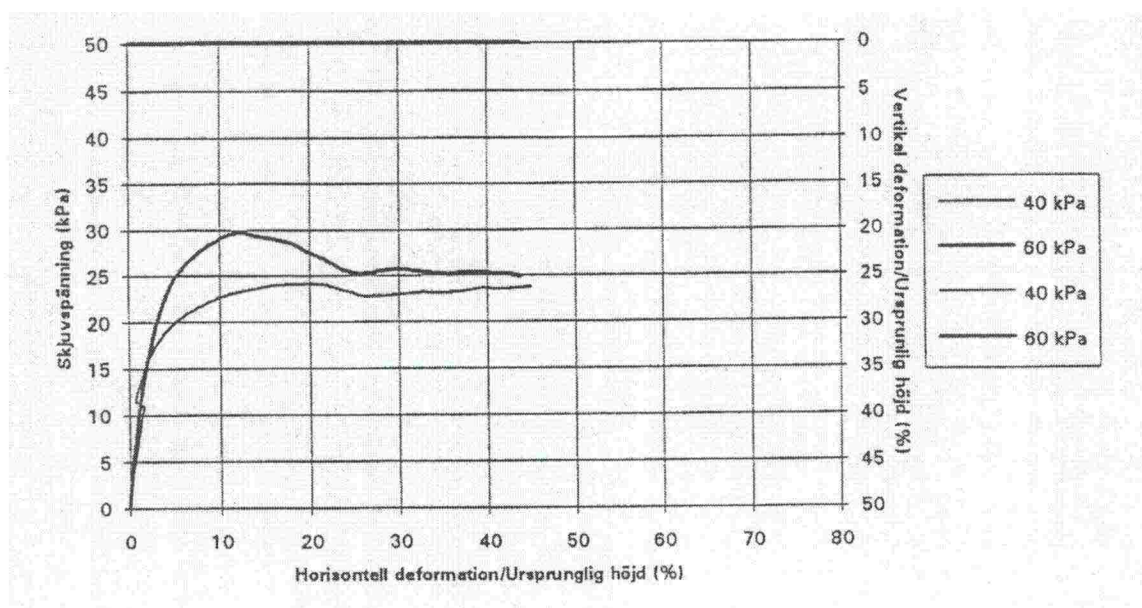
Suljetuissa kokeissa turvenäytteen murtuminen tapahtuu myös vasta suuren muodonmuutoksen jälkeen. Kuvan 16 tapauksessa murto tapahtui 7 mm vaakasiirtymän jälkeen. Siirtymä vastaa 28 % näytteen alkuperäisestä korkeudesta. Jos kulmanmuutos saavuttaa arvon 15 radiaania ennen kuin näyte murtuu, leikkauslujuudeksi määritetään koheesiomaalajeilla 15 radiaanin kulmanmuutosta vastaava leikkausjännitys.



Kuva 16. Suljettu suora leikkauskoe – poikkileikkaus 1280+360 V9,0, syvyys 2,2-2,4 m. Normaalijännitys 40 kPa (Banverket 1996a).

Liitteen 4 taulukoissa 8 ja 9 on esitetty tulokset kuudesta $d = 100$ mm:n turvenäytteellä ja kahdesta $d = 50$ mm:n turvenäytteellä tehdystä suljetusta leikkauskokeesta. $d = 50$ mm:n näytteet on otettu vanhan penkereen alta ja niillä suoritetuissa kokeissa

murtuminen tapahtui selvemmin kuin kuvan 16 tapauksessa 0,19 radiaanin kulmanmuutoksen kohdalla, kun $\sigma_N = 40$ kPa ja vastaavasti 0,12 radiaanin kohdalla, kun $\sigma_N = 60$ kPa (kuva 17).



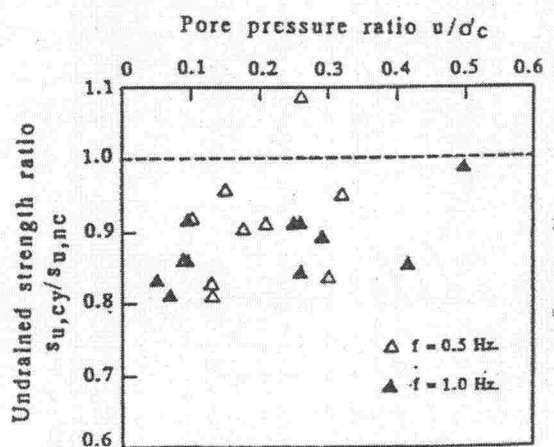
Kuva 17. Suljettu suora leikkauskoe – poikkileikkaus 1280+360 SPM, syvyys 5,0–5,5 m (Banverket 1996a).

Suhteen τ/σ_N tyypillinen arvo on ollut 0,4 muodonmuutoksen ollessa 0,15 radiaania ja vastaavasti 0,55 muodonmuutoksen ollessa 0,35 radiaania. Leikkausjännityksen ja konsolidaatiojännityksen suhde (τ/σ_N) on näin ollen suunnilleen sama sekä avoimissa että suljetuissa kokeissa. Tämä havainto on sopusoinnussa niiden havaintojen kanssa, joita Landva on tehnyt omista rengasleikkauskokeistaan (vrt. kuva 6). Penkereen alta otetuilla näytteillä tehdyissä leikkauskokeissa on saatu merkittävästi suurempia lujuuksia. Nämä näytteet poikkeavat myös paljon penkereen sivusta otetuista näytteistä. Vesipitoisuus ja huokosluku ovat huomattavasti pienempiä (vrt. liitteen 4 taulukot 8 ja 9). Näyttää olevan tärkeätä ottaa näytteitä penkereen alta leikkauslujuuden määrittystä varten. Laboratorio-olosuhteissa saavutetaan 100 % primäärikonsolidaatio yhdessä vuorokaudessa, mutta tällöin ei saavuteta samaa vaikutusta kuin 50–100 vuoden konsolidaatiossa kentällä. Virumisen aiheuttamat muodonmuutokset turpeessa pienentävät huokoslukua ja vesipitoisuutta, vaikka tehokas jännitys turpeessa ei kasva.

3.4.5 Turpeen käyttäytyminen syklisen kuormituksen alaisena

Yasuhanan et al (1994) tekemissä syklisissä kolmiaksaalikokeissa turvenäyte on menettänyt lujuttaan (kuva 18) suljetussa tilassa tapahtuneen syklisen kuormituksen vaikutuksesta. Kuivatuksen sallimisen jälkeen lujuus ei ole kasvanut kovin paljoa; alkuperäinen lujuus ei ole ylittynyt. Näiden kokeiden mukaan syklisen kuormituksen aiheuttaman huokospaineen purkautuminen ei näytä johtavan suljetun leikkauslujuuden kasvuun.

Syklisen kuormitus on aiheuttanut eräissä tapauksissa huomattavia painumia. Syklisen kuormitusten välillä on kuitenkin suuria eroja.



Kuva 18. Turpeen leikkauslujuuden kehitys suljetussa tilassa tapahtuneen syklisen kuormituksen jälkeen, kun kuivatustiet on avattu, verrattuna normaalikonsolidoituneen tilan lujuteen Yasuhara et al 1994).

Yhteenvetona liikenteestä johtuvien syklisen kuormituksen vaikutuksista turpeeseen on todettavissa (Topolnicki & Koehorst 1994):

- Liikennekuorman aiheuttamat painumat ovat hitaita (long term), mikä toisinaan johtuu vain osittain toimivasta kuivatuksesta. Ainakin Hollannissa on todettu, että liikenteen vilkastuminen lisää painumia.
- Koska jännitysolosuhteet maapohjassa liikennekuorman alla ovat monimutkaiset (complex), niiden simulointiin tarvitaan syklisiä kolmiaksaalikokeita tai suoria leikkauskokeita
- Koemenetelmien monimutkaistuminen aiheuttaa kuitenkin vielä lisää ”kompleksisuutta” turpeen ominaisuuksiin.
- Sykliset ödometrikokeet ovat tosinaan osoittautuneet hyödyllisiksi, kun on arvioitu liikennekuorman aiheuttamia painumia.
- Liikennekuorman vaikutus kokonaispainumaan on tärkeämpi kuin sen vaikutus turpeen vakavuuteen.

3.5 Penkereen vakavuuden laskeminen

3.5.1 Alustavat laskelmat

Penkereen vakavuutta tarkistettaessa selvitetään aluksi, onko vakavuusongelmaa yleensä olemassa. Ellei vakavuus ole alustavan tarkistuksen mukaan riittävä, tehdään yksityiskohtaisempia tarkasteluja.

Alustavassa tarkastelussa voidaan otaksua, että penger ja juna muodostavat pinta-kuorman q ilman omaa lujuutta. Tasaisella maalla voidaan ensimmäinen alustava laskelma tehdä seuraavasti (Banverket 2002):

$$F_c = 5,53 * c_{u \min} / q \quad (10)$$

missä $c_{u \min}$ on suljetun leikkauslujuuden minimiarvo penkereen alla
 q penkereen omapaino ja junakuorma jaettuna ratapölkkyjen pituudelle ja ko. kuorma jakautuneena penkereen läpi esim. Boussinesq'n mukaan.

Tämä laskentatapa on varmallalla puolella ja mikäli laskettu varmuusluku ei ole selvästi riittävän suuri, tehdään tarkempia laskelmia.

3.5.2 Yksityiskohtaiset vakavuuslaskelmat

3.5.2.1 Yleistä

Yksityiskohtaisissa vakavuuslaskelmissa otetaan huomioon penkereen ulottuvuus radan poikkisuunnassa, geometrian vaihtelu, ulkoinen kuorma (junakuorma), pengermateriaalin lujuus, pohjamaan lujuus ja vaihtelu sekä kovan pohjan syvyys.

Yksityiskohtaiset laskelmat tehdään tavallisesti tietokoneohjelmalla, joka etsii automaattisesti vaarallisimman liukupinnan. Näitä ohjelmia käytetään myös vasta-penkereiden ym. tukirakenteiden mitoituksessa.

Banverketin (2002) mukaan vanhan pengermateriaalin lujuus arvioidaan taulukon 1 mukaan.

Taulukko 1. Kitkakulman arviointi painokairaus- tai heijarikairautulosten perusteella lähteen (Banverket 2002) mukaan.

Suhteellinen tiiviys	Painokairaus (pk/0,2 m)	Heijarikairaus (lyöntiä/0,2 m)	ϕ' (°)
Hyvin löyhä	0–10	0–4	29–32
Löyhä	10–30	4–8	32–35
Keskitiivis	30–50	8–14	35–37
Tiivis	50–90	14–30	37–40
Hyvin tiivis	> 90	> 30	40–42

Taulukon 1 arvot on tarkoitettu hiekalle. Siltile kitkakulmaa pienennetään 3° ja soralle suurennetaan 2°.

Yksityiskohtaisia vakavuuslaskelmia voidaan tehdä myös käsilaskentana. Tällöin leikkauslujuus valitaan otaksutulla liukupinnalla vaikuttavana keskiarvona. Mikäli kuivakuoressa on halkeamia, leikkauslujuutta ei oteta huomioon. liukupinnan sillä osalla

Ranskalaisessa tienrakentamisessa pintaturve korvataan tavallisesti 5–6 metrin syvyyteen saakka rakeisella materiaalilla pitkäaikaisesta painumisesta ja vaaka-siirtymistä johtuvien kunnossapitotoimenpiteiden vähentämiseksi. Useimmissa muissa tapauksissa turpeen varaan tehtyjen rakenteiden vakavuuden ja muodonmuutosten hallintaan käytetään esikuormitusta (+toisinaan kivipilareita), ylikuormitusta ja vaihteittain rakentamista (Magnan 1994).

Tanskan rautateillä uusia penkereitä pehmeille alueille rakennettaessa tehdään yleensä massanvaihto. Vakavuuslaskelmia tehdään hyvin harvoin; vain silloin kun massanvaihto ei ole mahdollista. Uusien penkereiden vakavuustarkastelut tehdään kenttä- ja laboratoriotutkimusten sekä kokemusten perusteella määritettyjä (usein konservatiivisia) parametrejä käyttäen.

3.5.2.2 Laskentamenetelmät

Ruotsin Banverketin (2002a) ohjeiden mukaan alustavissa laskelmissa koheesio-maalajeissa, eloperäisissä maalajeissa ja välimaalajeissa tulee tehdä sekä suljetun tilan (F_c) että avoimen tilan analyysi ($F_{c\phi}$). Yksityiskohtaisemmissa vakavuustarkasteluissa em. maalajeissa tulee tehdä suljetun tilan (F_c) analyysi ja yhdistetty (F_{KOMB}) analyysi. Varmuusluvut on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Ratapenkereen vakavuuslaskelmissa vaaditut kokonaisvarmuusluvut Banverketin (2002a) mukaan.

Alustavat laskelmat	$F_c \geq 2,0 + F_{c\phi} \geq 1,5$
Yksityiskohtaiset laskelmat	$F_c \geq 1,5 - 1,8 + F_{KOMB} \geq 1,35 - 1,5$; $F_{\phi} \geq 1,3$

Alempaa varmuuslukua käytetään, kun olosuhteet ovat edulliset. Jos olosuhteet ovat epäedulliset, käytetään yleensä suurempia varmuuslukuja. Olosuhdearvioinnin osalta vrt. Banverket 2002. Liikennekuorma lasketaan tällöin BVF 585.12:n mukaan.

Yhdistetyssä analyysissä (F_{KOMB}) liikennekuormaa pienennetään 20 %:lla ja avoimen tilan analyysissä liikennekuormaa ei oteta huomioon. Yhdistetty analyysi tuottaa aina pienimmän varmuusluvun, koska jokaiselle liukupinnan osalle valitaan pienempi vaihtoehto avoimen ja suljetun tilan leikkauslujuuksista. Tästä valinnasta poiketaan vain niillä liukupinnan osilla, joilla varmasti vallitsevat suljetun tai avoimen tilan olosuhteet (Skredkommissionen 1995).

Jos vanhan penkereen varmuusluku suljetun tilan analyysin perusteella on pienempi kuin 1,5 ($F_c < 1,5$), pengertä tulee yleensä vahvistaa niin, että vaatimus $F_c \geq 1,5$ saavutetaan.

Mikäli penkeren vahvistaminen varmuustasoon $F_c = 1,5$ ei ole mahdollista kohtuullisilla toimenpiteillä, minimivaatimus tulee määrittää tilaajan kanssa käytyjen neuvottelujen perusteella ja sille tulee saada Banverketin hyväksyminen. Jos varmuusluku jää vahvistustoimenpiteiden jälkeenkin pienemmäksi kuin 1,5, pengertä tulee tarkkailla säännöllisesti tarkoitusta varten laaditun seurantaohjelman mukaisesti.

Ranskalaisen käytännön mukaan (Magnan 1994) turpeelle perustettujen rakenteiden suunnittelu perustuu laboratoriossa tehtyihin kokoonpuristuvuuskokeisiin, siipikairaukseen ja kolmiaksaalikokeisiin sekä pehmeässä savessa käytettäviin analyysimenetelmiin, kuten kokoonpuristuvuuskokeisiin, joissa otetaan huomioon viruma sekä vakavuusanalyysiin käyttäen sekä liukupinta- että kantokykytyyppejä murtumismalleja. Turpeen rakennetta arvioidaan von Postin menetelmällä ja tulosta käytetään pääasiassa näytteenottomenetelmän valinnassa.

Tanskan rautateillä *uusia penkereitä* pehmeille alueille rakennettaessa tehdään yleensä massanvaihto. Vakavuuslaskelmia tehdään hyvin harvoin, vain silloin kun massanvaihto ei ole mahdollista. Uusien penkereiden vakavuustarkastelut tehdään kenttä- ja laboratoriotutkimusten sekä kokemusten perusteella määritettyjä (usein konservatiivisia) parametrejä käyttäen.

Vanhan penkereen tapauksessa vakavuuslaskelmat tehdään sekä suljetussa että avoimessa tilassa. Liejun suljettu leikkauslujuus määritetään yhtälöistä:

$$\begin{aligned} c_u &= k \cdot c_v \\ k &= 1,2/(1+0,01 \cdot I_p) \leq 1,0 \end{aligned} \quad (11)$$

missä c_v on siipikairalla määritetty leikkauslujuus ja I_p on plastisuusluku.

Jos plastisuuslukua I_p ei ole määritetty laboratoriokokeilla, $c_u = 0,6 c_v$.

Turpeen ja liejun tehokas kitkakulma riippuu muodonmuutoksen suuruudesta. Sen vuoksi aktiivisen murtovyöhykkeen alueelle määritetään yksi kitkakulman arvo ja passiivivyöhykkeelle toinen arvo. Aktiivisessa murtovyöhykkeessä tehokkaan koheesion arvoksi asetetaan 0.

Passiivisen murtovyöhykkeen tehokasta koheesiota määritettäessä on ruvettu kiinnittämään huomiota epäilyttävien penkereiden painumahavaintoihin, joita on tehty 40 vuoden aikana. Kun painumat ovat suurempia kuin 0,5 mm kuukaudessa, katsotaan penkereen vakavuus epäilyttäväksi. Jos painumisnopeus vielä kasvaa, katsotaan penkereen vakavuus uhatuksi. Tällöin otaksutaan penkereen olevan vakavuuden kannalta tasapainotilassa ja tehdään karakteristisilla parametriarvoilla takaisinlaskenta, jossa muutellaan epävarmimpia arvoja (tässä yhteydessä tehokasta koheesiota c' ja vedenpinnan sijaintia pengertäytyessä). Tehokas koheesio määritetään takaisinlaskennoista käyttäen hyväksi kokemuseräistä yhtälöä $c' = 0,1 c_u$. Tämän jälkeen lasketaan, kuinka pengertä pitää vahvistaa, jotta normien vaatimukset täyttyvät.

Tanskalaiset maaparametrien ja kuormien osavarmuusluvut (Banedanmark 2004) on esitetty taulukossa 3. Tähän asti laskelmissa on sovellettu normaaliluokan varmuuslukuja, mutta korkeamman luokan käytöstä on keskusteltu.

Taulukko 3. Tanskan ratapenkereiden vakavuuslaskelmissa käytettävät maaparametrien ja kuormien osavarmuusluvut (Banedanmark 2004).

Varmuusluokka		Normaali	Korkea
Kitkakulman tangentti	γ_ϕ	1,2	1,3
Koheesio, anturoiden kantavuus	γ_{c1}	1,8	2,0
Koheesio, vakavuus ja maanpaine	γ_{c2}	1,5	1,65
Maan ja pohjaveden paino	γ_f	1,0	?
Junakuorma	γ_f	1,3	?

3.5.2.3 Kolmiulotteiset vaikutukset

Jos liukuvalla maakappaleella on ennalta pääteltävissä oleva pituus, päätypintojen parantavaa vaikutusta vakavuuteen ei voida jättää huomioon ottamatta (Banverketin 2002a). Näissä tapauksissa päätypinnoilla vaikuttavan leikkausvoiman momentti voidaan lisätä liukuvan kappaleen alapinnalla vaikuttavaan, sortumista vastustavaan momenttiin. Kolmiulotteinen varmuusluku lasketaan esim. lähteen (Skredkommissionen 1995) kohdan 7.2.6 mukaan.

3.5.3 Osavarmuusanalyysit

Penkereen vakavuutta voidaan tarkastella myös osavarmuuslukumenetelmällä (RIL 121–2004 ja RIL 207–1998).

3.6 Penkereen painuman laskeminen

Jos turpeen vesipitoisuus tunnetaan, penkereen painumien suuruusluokka voidaan arvioida alustavasti liitteenä olevan diagrammin 1 avulla. Diagrammin käyttö edellyttää, että turve on normaalikonsolidoitunut ja sen vesipitoisuus on $w = 700 \dots 1500 \%$. Diagrammia tulee käyttää vain painuman suuruusluokan ennakkoarviointiin. Em. diagrammi perustuu Ruotsin geoteknisessä instituutissa 60 turvenäytteellä tehtyjen kokoonpuristuvuuskokeiden tuloksiin (Carlsten 1989).

Vaiheittaista rakennustapaa käytettäessä pengerkuormaa on lisättävä portaittain leikkausmurtuman välttämiseksi. Tietyn konsolidaatioasteen saavuttamiseen kuluvaa aikaa voidaan arvioida alustavasti diagrammin 2 avulla. Esimerkkitarkasteluja on tehty lähteessä (Carlsten 1989).

Eloperäisten maalajien kokoonpuristumista tarkasteltaessa sekundääripainumilla katsotaan usein olevan suuri merkitys. Sekundääripainuma on ajasta riippuva ja se arvioidaan portaittaisen ödometrikokeen perusteella määritettävän parametrin α_s perusteella (vrt. kuva 3). α_s :n arvo on Ruotsissa tutkittujen turvetyyppien osalta yleensä suuruusluokkaa 2–3 %. Sekundääripainuman vaikutus pienenee tai häviää, jos käytetään esikuormitusta ja esikuormituksen päättyessä riittävän suurta kuormituksen kevennystä.

Lopullisessa mitoituksessa painumat lasketaan tarkemmin häiriintymättömillä näytteillä tehtyjen kokoonpuristuvuuskokeiden perusteella. Konsolidaatioprosessin simulointiin käytetyn tietokoneohjelman ”CONMULT” kuvaus on esitetty SGI:n raportissa nro 29 (Larsson 1986).

3.7 Kenttä- ja laboratoriotutkimuksia koskevia suosituksia turvemaassa

3.7.1 Kenttätutkimukset

3.7.1.1 Yleistä

Turpeen ominaisuudet poikkeavat koheesiomaalajien ominaisuuksista. Sen vuoksi koheesiomaassa käytettyjen tutkimusmenetelmien käyttö turvemaassa saattaa johtaa huonoihin tai jopa harhaanjohtaviin tuloksiin. Turpeen epähomogeenisen rakenteen vuoksi on vaikeata löytää jotakin kairausmenetelmää esimerkiksi turpeen kantavuuden tai leikkauslujuuden määrittämiseen. Tavallisesti paras tapa kentällä turpeen ominaisuuksien määrittämiseen on **koepenkereen** rakentaminen.

3.7.1.2 Koetinkairaukset

Kairauksia käytetään maan kerroksellisuuden ja kiinteyden selvittämiseen. Vakavuuden kannalta merkittävät kairausmenetelmät soveltuvat lähinnä pehmeisiin ja keskitiiviisiin maakerroksiin. Banverketin (2002) mukaan suositeltavin kairausmenetelmä on CPTU-kairaus. Tällä menetelmällä saadaan erittäin hyvä kuva kyseessä olevan profiilin maakerroksista. Tulokset on varmistettava suunnitelman kannalta oleellisten kerrosten

osalta näytteenotolla. CPTU-kairauksen tuloksista voidaan arvioida myös kitkamaan kitkakulmaa ja koheesiomaan suljettua leikkauslujuutta.

Painokairaus on ollut tähän saakka tavallisin kairausmenetelmä. Painokairauksessa ei voida erottaa vaippavastusta ja kärkivastusta toisistaan. Tämä heikentää mahdollisuuksia tunnistaa erilaisia kerroksia vaihtelevissa pohjasuhteissa.

Puristinkairausta käytetään pehmeiden maalajien paksuuden ja ominaisuuksien määrittämiseen. Tässä menetelmässä kärkivastus ja vaippavastus voidaan erottaa toisistaan.

Turvekerrosten paksuutta on mitattu myös maatutkalla (soil radar) (Lappalainen et al 1986).

3.7.1.3 Näytteenotto

Turvekerrosten määrittämiseen voidaan käyttää kierre-, lapio- tai kannukairaa. Näytteenottosyvyyden tarkka määrittäminen on näillä välineillä vaikeata. Näytteet ovat häiriintyneitä, mutta sopivat turvetyypin määrittämiseen. Vesipitoisuuden määrittäminen näytteistä ei anna luotettavaa kuvaa. Tiheyden ja vesipitoisuuden määrittämiseen vaaditaan häiriintymättömiä näytteitä.

Savinäytteiden ottoon käytetty standardimäntäkaira ($d = 50$ mm) ei ole yleensä suositeltava häiriintymättömien turvenäytteiden ottoon; ei ainakaan luonnontilaisesta (kuormittamattomasta) turpeesta. Vanhan ratapenkereen alta standardimäntäkairalla on otettu koemielessä näytteitä ja näiden näytteiden on todettu olleen suhteellisen hyvälaatuisia. Vanhan penkereen tiivistämän turpeen rakenne on aivan toisenlainen kuin kuormittamattoman turpeen rakenne.

Näytteenottoon kuormittamattomasta turpeesta suositellaan SGI:n turvenäytteenotinta ($d = 100$ mm).

Turpeen rakenteesta johtuen turvenäytteiden tulee olla suurikokoisia, jotta niistä voidaan muotoilla mahdollisimman häiriintymätön koekappale. Ruotsin geoteknisessä instituutissa (SGI) kehitetyn turvenäytteenottomen halkaisija on 100 mm. Otin on tehty 1 m pituisesta polyeteeniviemäriputkesta, joka on varustettu aallonmuotoisella, metallisella leikkausterällä. Muoviputken ulko-/sisähalkaisijat ovat 110/100,4 mm.

Helenelund et al. (1972a) suosittelivat, että kuituisesta turpeesta tulisi ottaa halkaisijaltaan vähintään 200 mm suuruisia näytteitä. He toteavat myös, että näytteen häiriintyminen vähenee suuresti, jos näytteenotinta maahan painettaessa tehdään edestakaista (zigzag) kiertoliikettä. Jos näyte on välittömässä kosketuksessa otinputken seinämän kanssa, zigzag-liikkeen laajuudeksi kuituisessa turpeessa suositellaan enintään 20...30 mm, kun näytteen halkaisija on 150 mm ja enintään 50 mm, kun halkaisija on 250 mm tai enemmän. Leikkaava terä on ollut ko. kokeissa sahalaitainen, mutta tutkijat toteavat, että aallonmuotoista leikkauskärkeä voidaan käyttää. "Aallon pituus" ei saa kuitenkaan olla liian pitkä, jottei näyte häiriintyisi kiertoliikkeen vaikutuksesta.

Näyte voi häiriintyä myös silloin, kun sitä poistetaan otinputkesta. Näyte olisi sen vuoksi erotettava otinputken seinästä esim. ohuella muovikalvolla tai muulla sopivalla

tavalla. Jos näyte on välittömässä kosketuksessa putken seinään, sisälaajennussuhteen tulee olla vähintään 1...3 % turvetyypistä riippuen (3 % kuivassa kuituisessa turpeessa) ja turvenäytteen pituudeksi tulee rajoittaa 500 mm. Nelikulmaisella putkella otetut näytteet eivät ole kovin suositeltavia turvemaahan paitsi, jos näytteet on leikattu kuituisesta turpeesta moottorisahalla.

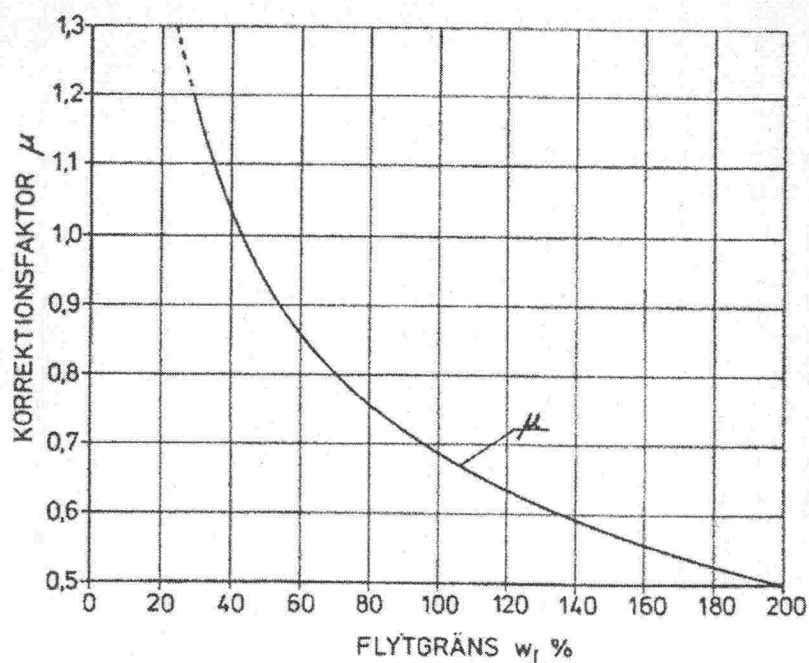
3.7.1.4 Siipikairaus

Usein käytetty in situ -menetelmä leikkauslujuuden määrittämiseksi on siipikairaus. Siipikairautulokset korjataan maan juoksurajan tai plastisuusluvun suhteen ns. reduktiokertoimella (vrt. kuva 19) seuraavasti: $c_u = \mu * c_v$.

Landva (1980) on todennut keskinkertaisesti maatuneessa turpeessa tehtyjen laajahkojen kokeiden perusteella, että siipikaira mittaa kuituisessa turpeessa vain näennäistä kuitulujuutta eikä minkäänlaista selväpiirteistä leikkauspintaa muodostu. Hän ei suosittele siipikairan käyttöä turpeessa, koska se voi johtaa virheellisiin lujuus-arvioihin.

Siipikaira voi kuitenkin antaa jonkinlaisen suhteellisen käsityksen turpeen leikkauslujuudesta ja sen vuoksi sitä on käytetty lähinnä keskinkertaisesti maatuneessa ja maatuneessa turpeessa parempien menetelmien puuttuessa. Turpeen absoluuttisten leikkauslujuuksien arvioinnissa siipikairauten perusteella tulee kuitenkin olla varovainen. Banverketin ohjeiden mukaan tulee käyttää kuvan 19 mukaista reduktiokerrointa.

Siipikairautulosten redusointitarvetta humuspitoisissa maalajeissa on tarkasteltu myös lähteessä (VTT 1982). Savisen liejun ($H_u = 7-9\%$) redusointikertoimen arvoksi todettiin noin 0,6.



Kuva 19. Siipikaralla ja kartiokokeella määritetyn leikkauslujuuden reduktiokerroin (Banverket 2002).

3.7.1.5 Huokospaineen ja vedenpinnan korkeuden mittaukset

Vedenkorkeushavaintoja suositellaan tehtäväksi niin kauan, että niiden ja lähistöllä olevan pitkäaikaishavaintoverkkoon kuuluvan vertailuputken kanssa yhdessä voidaan laatia ennuste mahdollisista vedenpinnan vaihteluista. Tähän vaaditaan havaintoja kaksi kertaa kuukaudessa vähintään kolmen kuukauden ajalta.

Havainnot voidaan tehdä rei'iteyistä putkista. Koheesiomaalajeissa, hienorakeisissa välimaalajeissa ja maatuneissa turvemaalajeissa tulee käyttää suljettua huokospaineen mittaussjärjestelmää.

3.7.1.6 Muut kenttätutkimukset

Koska turpeen ominaisuuksia on vaikea määrittää kairauksilla, muita kenttäolosuhteissa käytettävissä olevia menettelyjä ovat vain näytteenotto tai koepenkereen rakentaminen. Turve on anisotrooppinen materiaali, jonka ominaisuudet eri suunnissa ovat erilaiset. Tämän vuoksi on turpeen ottaa suuria näytteitä turpeen epähomogeenisen rakenteen selvittämiseksi.

Maatutka (georadar) on tullut käyttöön turvemaiden alustavissa tutkimuksissa. Sitä on käytetty mm. vanhan tierakenteen paksuuden tarkistukseen. Menetelmä on nopea ja sen on todettu antavan yhteneviä tuloksia näytteenottoon verrattuna.

3.7.2 Laboratoriotutkimukset

3.7.2.1 Rutiinitutkimukset

Näytteistä määritetään normaalisti turvetyyppi, maatumisaste (von Postin mukaan), irtotiheys ja vesipitoisuus. Täydentävää tietoa turpeen ominaisuuksista voi saada määrittämällä kiintotiheys ja hehikutushäviö.

SGI:n turvenäytteenottimella otetut näytteet ($d = 100$ mm ja pituus = 1 m) sahataan tavallisesti rutiinitutkimuksia varten 7 osaan (0,1, 0,2, 0,1, 0,2, 0,1, 0,2, 0,1 m pitkiä). Näytteet, joiden pituus on 0,1 m, käytetään rutiinitutkimuksiin ja 0,2 metrin pituiset näytteet säästetään kokoonpuristuvuus- ja lujuuskokeisiin.

3.7.2.2. Kokoonpuristuvuuskokeet

Rakentaminen turpeelle on useimmiten muodonmuutosongelma. Sen vuoksi turpeen muodonmuutosominaisuudet tulee määrittää. Esimerkiksi SGI:n turvenäytteenottimella otetut näytteet tutkitaan ödometri- tai kompressometrilaitteella. Koekappaleen tulisi olla mahdollisimman suurikokoinen. SGI:n käyttämissä kompressometreissä näytteen halkaisija on 100 mm ja korkeus noin 40 mm.

Turpeen kokoonpuristuvuuskokeet tehdään tavallisesti portaallista kuormitusta käyttäen. Standardikuormitussarja alkaa kuormalla 2,5 kPa ja sen jälkeen kuormaa kaksinkertaistetaan seuraavasti: 2,2, 5, 10, 20, 40, 80 kPa. Jokainen kuormaporras kestää yhden vuorokauden ja muodonmuutosta rekisteröidään koko kuormitusajan. Primäärikonsolidaatio arvioidaan jokaiselle kuormaportaalle Casagranden mukaan (vrt. kuva 3).

Ranskassa ödometrikokeiden teossa on käytetty samaa menettelyä kuin pehmeillä savilla. Kahta koetyyppiä on käytetty, klassinen portaittainen kuormituskoe ja virumakoe. Virumakoe on käytetty sekundääriseen kokoonpuristuvuuskertoimen C_α määrittämiseen (Magnan 1994).

3.7.2.3 Leikkauslujuuden määrittäminen

Landva (1980) suosittelee turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen rengasleikkauskoea, koska se sallii turpeen yhteydessä kysymykseen tulevat suuret muodonmuutokset.

Malm-bana-tutkimuksen yhteydessä on tehty suoria leikkauskokeita näytteillä, joiden halkaisija on ollut 100 mm ja korkeus noin 45 mm. Leikkauskokeet on tehty erilaisiin normaali-jännityksiin konsolidoiduilla näytteillä avoimina tai suljettuina kokeina. Suora leikkauskoe sallii myös suuria muodonmuutoksia ja kun laitteisto ja näytteen halkaisija ovat yhteensopivia, ei tarvita myöskään näytteen trimmausta. Koetulokset ovat hyvin yhtäpitäviä Landvan kokemusten kanssa.

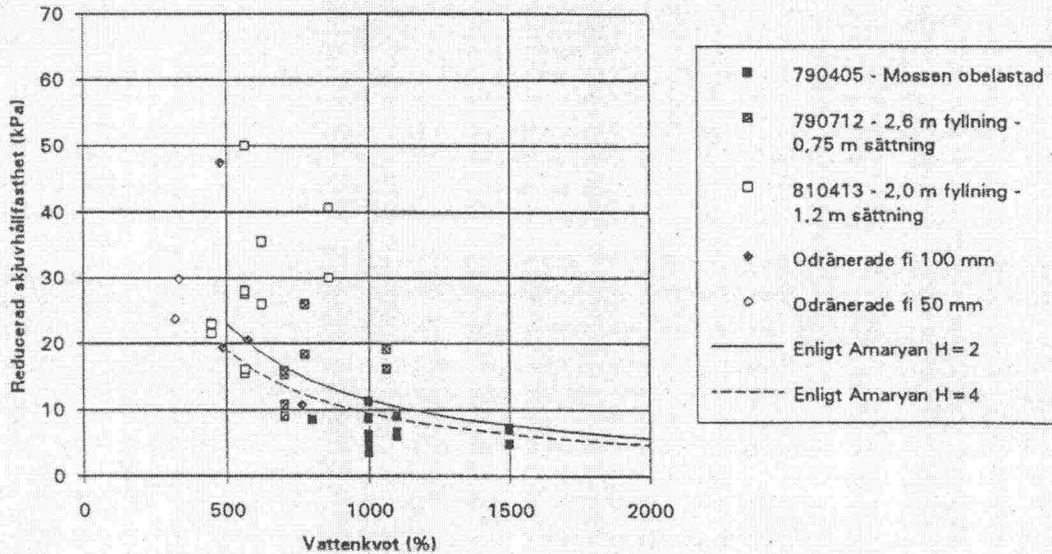
Turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen on käytetty myös kolmiaksaalikoetta ($d=100$ mm) ja rasialeikkauskoea (305×305 mm²) (Lojander & al 1996). Riittävän suurien ja varsinkin nelikulmaisten näytteiden otto tuottaa kuitenkin hankaluuksia.

3.7.3 Tutkimukset vanhan penkereen läpi

Kokemusten mukaan tutkimalla maan lujuutta penkereen alla saadaan hyödyllistä tietoa vakavuuslaskelmia silmälläpitäen. Penkereen alla tapahtuvan lujuuden kasvun hajonta on usein suuri. Kokemusperäisillä, teoriapohjaisilla menetelmillä arvioidut lujuudet jäävät usein pienemmiksi kuin penkereen alta mitatut lujuudet. Turpeen varassa olevien penkereiden yhteydessä tulee tarkistaa penkereen todellinen paksuus. Mahdollisen hirsiarinan olemassaolo voidaan tarkistaa esimerkiksi kierrekairauksella.

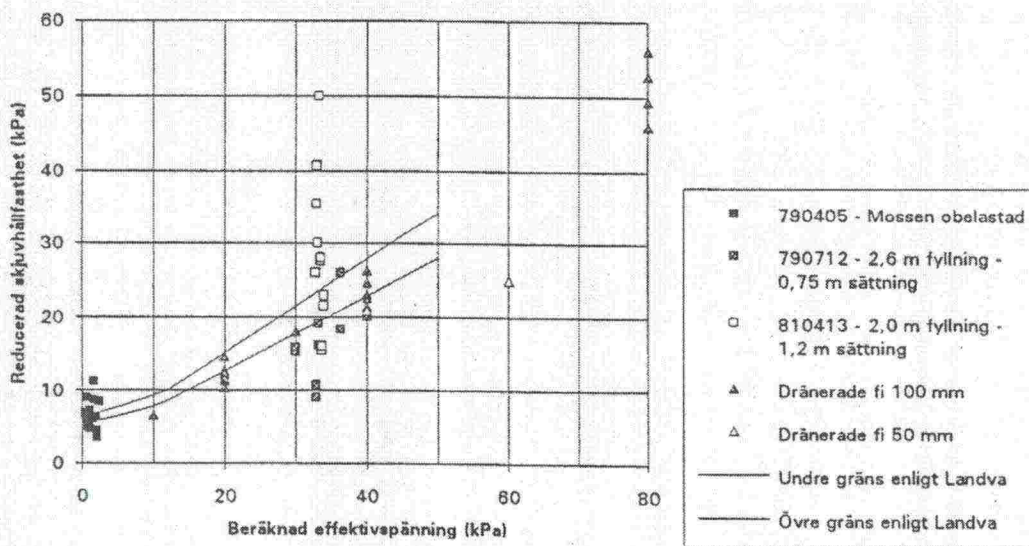
3.8 Kokemusperäiset yhteydet

Kuvassa 20 on vertailtu suljettuja leikkauslujuuksia, jotka on määritetty siipikairalla (redusoitu kertoimella $\mu = 0,5$) ja suoralla leikkauskokeella. Kuvaan on merkitty myös lujuudet Amarynin mukaan turpeen maatumisasteille $H = 2$ ja $H = 4$. Kuvasta voidaan todeta, että leikkauslujuus saa voimakkaasti vaihtelevia arvoja. Siipikairalla ja suoralla leikkauskokeella määritetyt lujuudet noudattavat kuitenkin suhteellisen hyvin Amarynin kokemusperäistä vuorosuhdetta. Amarynin yhtälöä voidaan käyttää vain alustavissa laskelmissa. Lopullisissa arvioinneissa leikkauslujuus tulee määrittää projektikohtaisesti.



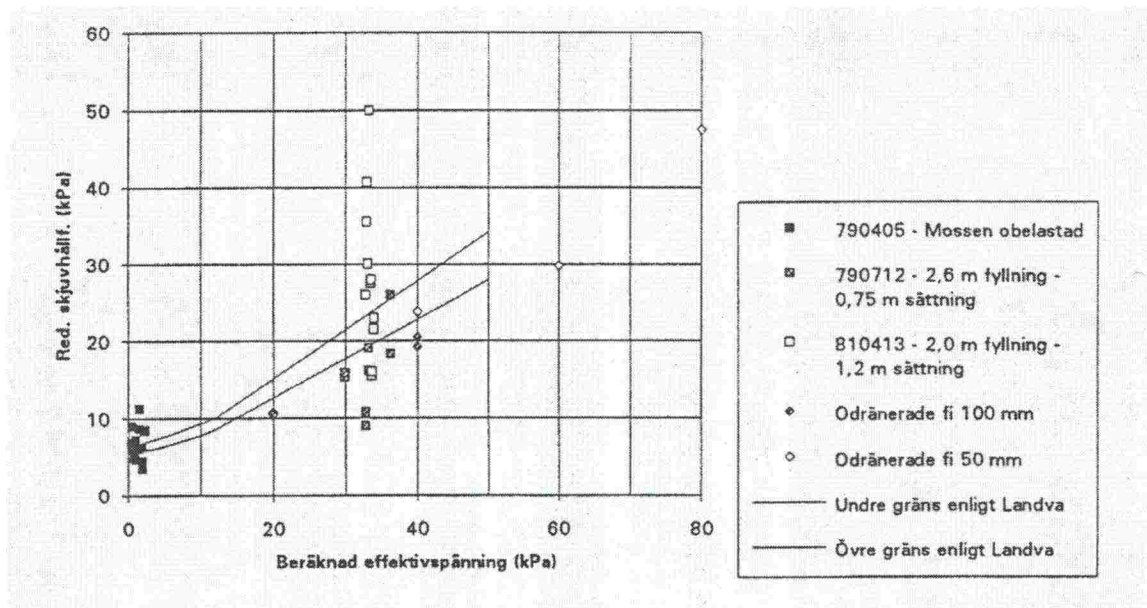
Kuva 20. Siipikairalla (Dalarvägen) ja suoralla suljetulla leikkauskokeella (Malmbana) määritettyjen leikkauslujuuksien yhdistelmä (Banverket 1996a).

Kuvassa 21 on verrattu Landvan koetuloksiin suljettuja/avoimia leikkauslujuuksia, jotka on määritetty siipikairalla (redusointikerroin $\mu = 0,5$) ja suoralla leikkauskokeella 0,5 radiaanin muodonmuutoksen kohdalta. Avoimen tilan lujuudet suorasta leikkauskokeesta vastaavat suhteellisen hyvin Landvan koetuloksia. Yhteensopivuus heikkenee huomattavasti, jos leikkauskokeet tulkitaan 0,15 radiaanin kohdalta. Siipikairalla määritetty lujuus vaihtelee huomattavasti huokosluvun mukaan ja yhteensopivuus Landvan tulosten kanssa on huonompi.



Kuva 21. Siipikairalla (Dalarövägen) ja suoralla avoimella leikkauskokeella (Malmbanan) määritettyjen leikkauslujuuksien yhdistelmä (Banverket 1996a).

Kuvassa 22 on vertailtu Landvan koetuloksiin suljettuja leikkauslujuuksia, jotka on määritetty siipikairauksella ($\mu = 0,5$) ja suoralla leikkauskokeella (0,5 radiaanin kohdalta). Koska leikkauskokeella määritetyt suljetun ja avoimen tilan leikkauslujuudet ovat suunnilleen yhtä suuret, yhteensopivuus Landvan tulosten kanssa on jälleen suhteellisen hyvä. Leikkauskokeen tulkinta 0,15 radiaanin kohdalta huonontaa merkittävästi yhteensopivuutta.



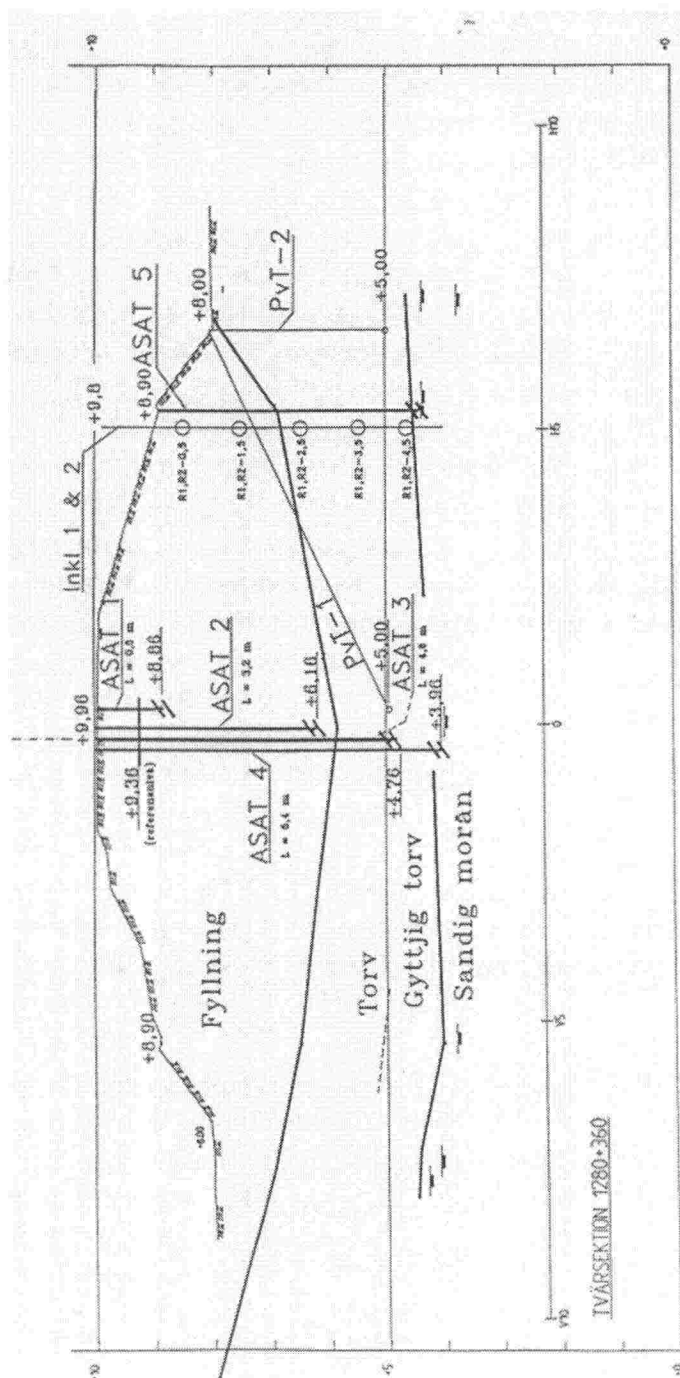
Kuva 22. Siipikairalla (Dalarövägen) ja suoralla suljetulla leikkauskokeella (Malmaban) määritettyjen leikkauslujuuksien yhdistelmä (Banverket 1996a).

Landvan koetuloksiakin voidaan käyttää vain alustavissa laskelmissa. Lopulliset leikkauslujuudet on määritettävä tapauskohtaisesti. On erittäin tärkeää määrittää leikkauslujuus turpeesta, joka on ollut kuormitettuna. Kokeet osoittavat, että turpeesta tehokkaan jännityksen ja suljetun leikkauslujuuden välillä ei ole yksinkertaista vuoro-suhdetta. Turpeen leikkauslujuus ei riipu pelkästään tehokkaasta jännityksestä vaan myös huokosluvusta (vesipitoisuudesta).

3.9 Kenttämittaukset – Malmaban 1280+360

3.9.1 Yleistä

Malmiradan poikkileikkauksen 1280+360 kohdalla on tehty pysty- ja vaakasuoria muodonmuutosmittauksia sekä huokospainemittauksia joulukuussa 1995, tammikuussa 1996 ja elokuussa 1996. Mittauskohta sijaitsee pitkällä suoalueella, missä kokoonpuristuneen turvekerroksen paksuus penkereen alla on 1,7–2,0 m. Turvekerroksen paksuus ratapenkereen vieressä on noin 3,5 m. Turpeen maatumisaste on H4. Penkereen korkeus on noin 3,5 m. Mittauksia on tehty sekä junan ohituksen aikana että junan seisoessa paikallaan noin yhden tunnin ajan. Akselipainot ovat olleet 25–30 tonnia. Tutkimukseen sisältyy myös pitkäaikaisia mittauksia (marraskuu 1995–elokuu 1996). Mittauspoikkileikkaus ja anturien sijainti on esitetty kuvassa 23. Yksityiskohtaisia mittaustuloksia on esitetty liitteessä 5.



Kuva 23. Instrumentointi poikkileikkauksen 1280+360 kohdalla. (Nuortikon, Gällivare).

3.9.2 Päätelmiä junan ohituksen aikana tehtyjen kenttämittausten perusteella

Muodonmuutosmittaus junan pysyessä paikallaan (staattinen kuorma) osoittaa, että turve puristuu kasaan niin kauan kuin kuormitusta kestää, vaikka rataa on liikennöity jo noin 100 vuotta. Kuormitus oli päällä yli yhden tunnin ajan. Mittaustulokset viittaavat siihen, että kokoonpuristuminen jatkuisi vielä pitemmänkin ajan kestävän kuormituksen aikana. Tämä vahvistaa käsitystä, että junakuorman vaikutus turpeen kokoonpuristumiseen ei ole kovin suuri. Ellei niin olisi, todetun suuruusluokan kokoonpuristumista ja huokospaineen kasvua ei tapahtuisi.

Junan ohituksen aikana tehdyt mittaukset osoittavat, että kokoonpuristumat palautuvat pian junan ohituksen jälkeen.

Suhteellisen suuret mittausarvot raiteen keskikohdalla – sekä kokoonpuristuman että huokospaineen osalta – viittaavat siihen, että kuorma vaikuttaa pystysuoraan ja jakautuminen sivusuuntaan on vähäistä. Tämä tulee ottaa huomioon vakavuuslaskelmissa murtolinjojen sijoittamisessa.

Muodonmuutosmittaukset tukevat vakavuuslaskelmissa aikaisemmin noudatettua periaatetta, jonka mukaan laskelmissa sovelletaan pitkänomaista kuormitusotaksumaa esimerkiksi telien alla vaikuttavan maksimikuorman sijasta. Kuormitus vaikuttaa suurimmaksi osaksi staattisena alaspäin suuntautuneena puristuksena, johon tulee pieni syklinen lisäkuorma.

Takaisinpäin laskemalla voidaan esimerkiksi ödometrimoduuli laskea ja verrata mitattuun moduuliin. Turvekerroksessa, jonka paksuus oli 1,8 m, tapahtui malmijunan ohittaessa 2,2–2,7 mm:n deformaatio ja staattisen kuorman vaikuttaessa 2,0 mm:n deformaatio. Näitä muodonmuutoksia vastaava huokospaineen kasvu oli 4,5–10 kPa, mikä vastaa moduuleja välillä 3,6 ja 8,9 Mpa.

Mitatut kiihtyvyydet merkitsevät hyvin pieniä leikkausmuodonmuutoksia junan ohittaessa ($50 \cdot 10^{-6}$ – $80 \cdot 10^{-6}$), joista alempi arvo mitattiin talvimittauksessa. Vertailun vuoksi mainittakoon, että murskejuna savipohjalla aiheuttaa leikkausmuodonmuutoksia suuruusluokaltaan $400 \cdot 10^{-6}$.

Talviaikana tehdyissä mittauksissa saadaan alempia muodonmuutos- ja huokospaine-arvoja kuin sulan maan kaudella. Tämä johtuu siitä, että penger toimii palkkina, jonka jäykkyys on merkittävästi suurempi kuin kesäaikana. Tämä on edullista vakavuuden kannalta.

Mittauksista ei voida päätellä, aiheuttaako liikenne pitkäaikaisissa havainnoissa todetun jatkuvan painumisen. Todennäköisesti voidaan kuitenkin todeta, että vakavuus- ja kantavuusnäkökohtien kannalta junakuorman aiheuttama staattinen kuormaosa on ratkaiseva tilanteen kehitykselle. Malmiradalle kaavailluilla uusilla vaunuilla tulee olemaan sama linjakuorma kuin vanhoilla vaunuillakin. Teliväli tulee kuitenkin olemaan suurempi, mikä merkitsee jonkin verran suurempaa syklistä kuormaosaa. Testijunan vähäisen pituuden ja korkealaatuisten pyörien vuoksi se ei ole täysin edustava ennusteiden tekemistä varten. Kaiken kaikkiaan akselikuorman kasvu ei muuta vakavuutta niin kauan, kun linjakuorma (viivakuorma) säilyy entisellään.

3.9.3 Pitkäaikaiset mittaukset

Pitkäaikaisia mittauksia on tehty marraskuun 1995 ja elokuun 1996 välisenä aikana. Yksityiskohtaisia mittaustuloksia on liitteen 5 kuvissa 7.17–7.20.

Inklinometrit osoittavat maan siirtyneen vinosti radasta poispäin. Liikettä tapahtui marraskuun puolivälistä alkaen ja se näyttää pysähtyneen tammi/helmikuun vaihteessa. Maan sulaessa alkoi huomattava liike radasta poispäin. Liike radan poikkisuunnassa pienenee melkein tasaisesti syvyyden kasvaessa, kun taas liike radan pituussuunnassa on tapahtunut suurimmaksi osaksi turpeessa. Maanpinnalla voidaan todeta enintään 7 mm:n liike radan pituussuunnassa ja 16 mm radan poikkisuunnassa.

Painumamittausten mukaan rata on painunut tasaisella nopeudella noin 1 mm/kuukausi. Kokonaispainuma havaintokaudella on ollut noin 8 mm.

Huokospaine on ollut koko ajan vakaalla hydrostaattisella tasolla. Havaintokäyrä osoittaa säännöllisiä ylöspäin suuntautuvia, noin 10 kPa:n piikkejä, jotka aiheutuvat todennäköisesti junien ohituksista. Tällainen johtopäätös voidaan tehdä ”dynaamisista” mittauksista saatujen tulosten perusteella.

3.10 Yhteenveto ja suosituksia

3.10.1 Yleistä

Useimmissa vakavuuslaskelmissa anisotrooppisuusvaikutukset jätetään ottamatta huomioon ja käytetään suorasta leikkauksesta saatavaa leikkauslujuutta. Tämä vastaa periaatteessa keskimääräistä lujuutta siinä tapauksessa, että lujuuden anisotrooppisuus liukupinnalla otetaan huomioon luonnontilaisessa maassa maanpinnan ollessa tasainen. Tämä on myös se lujuus, joka tulkitaan kaikista tavanomaisilla tutkimusmenetelmillä saaduista tuloksista (Banverket 2002). Turvealustalla olevan penkereen kitkakulma ei saa ylittää kriittisen tilan arvoa.

Kun halutaan selvittää kasvavan junakuorman vaikutus vanhan ratapenkereen turvallisuuteen, näytteitä tulee ottaa ratapenkereen alla olevasta turpeesta. Laboratorio-kokeet osoittavat, että vanhan penkereen alta määritetty suljetun tilan leikkauslujuus saattaa olla huomattavan suuri. Penkereen vierestä otetuilla, samaan tehokkaan jännityksen arvoon konsolidoiduilla näytteillä ei saada yhtä suuria suljetun lujuuden arvoja.

Siipikairaustulokset osoittavat, että leikkauslujuus kasvaa kuormituksen ja ajan vaikutuksesta edellyttäen, että turve on konsolidoitunut kuormitusta vastaavasti. Turpeen leikkauslujuuden kasvu on tavallisesti voimakkainta penkereen alapinnan läheisyydessä; lujuuden kasvu syvemmällä jää vähäisemmäksi. Siipikairalla määritettyä leikkauslujuutta tulee pienentää reduktiokertoimella 0,5.

Kokemukset pitkään kuormitettuna olleen turpeen leikkauslujuuden määrittämisestä ovat vähäisiä. Paikallisiin tutkimuksiin tulee kuulua häiriintymättömillä näytteillä tehtyjä suljettuja, suoria leikkaukskokeita. Samassa kohteessa tulee tehdä myös siipikairauksia. ”Kokemuspankki” voi antaa perusteita siipikairalujuuden reduktiokertoimen tarkemmalle arvioinnille.

Turpeen avoimen tilan leikkauslujuus näyttää olevan vähemmän riippuvainen jännityshistoriasta. Laboratoriokokeet osoittavat, että avoin leikkauslujuus saa samaa suuruusluokkaa olevia arvoja sekä ratapenkereen vierestä että penkereen alta otetuilla näytteillä tehdyistä kokeista. Tähänastiset koetulokset ovat hyvin sopusoinnussa Landvan kanadalaisten kokemusten kanssa.

3.10.2 Leikkauslujuuden määrittäminen turpeessa

Turpeen leikkauslujuus riippuu suuresti turpeen maatumisasteesta. Suuret muodonmuutokset kuormitettaessa vaikeuttavat monien tavanomaisten, kivennäismaalajeissa käytettävien menetelmien soveltamista turpeen lujuuden määrittämiseen. Yksiaksiaalista puristuskoetta, kolmiaksiaalikoetta, suoraa leikkaukskoetta ja siipikairaa ei suositella kuituisen (maatunattoman) turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen (Banverket 2002). Ne soveltuvat paremmin keskinkertaisesti maatuneen tai maatuneen turpeen lujuuden määrittämiseen. Lujuuden anisotrooppisuutta voidaan tarkastella vertaamalla toisiinsa

pystysuoraan otetulla näytteellä tehdyn kolmiaksisiaalisen puristuskokeen ja suoran leikkauskokeen (vaakasuora leikkauspinta) tuloksia. Keskinkertaisesti maatuneen ja maatuneen turpeen suljettu leikkauslujuus määritetään kentällä usein siipikairalla ja laboratorio-olosuhteissa suoralla leikkauskokeella.

Malmkana-projektin (Banverket 1996) yhteydessä todetaan, että junan ohitustilanteessa vakavuusanalyysi tulee tehdä kokonaisjännitysanalyysinä eli suljetun tilan analyysinä. Turpeen suljetun leikkauslujuuden arvot määritetään suoralla leikkauskokeella.

Aktiivivyöhykkeessä ja suoran leikkauksen vyöhykkeessä (kuva 11) tällaisessa analyysissä tulee käyttää suhteen $c_u/\sigma_N = 0,5$ mukaista leikkauslujuutta. Mahdollisesti myös siipikairaa voidaan käyttää penkereen alla olevassa turpeessa. Reduktiokerroin 0,5 lienee tällöin sopiva. (Banverket 1996)

Ruotsin Banverketin (2002) käsikirjan mukaan avoimista ja suljetuista leikkauskokeista 0,35 radiaanin muodonmuutoksen kohdalla määritettyjen lujuusarvojen perusteella voidaan suhdetta $c_u = 0,5 \cdot \sigma_v$ käyttää suljetun leikkauslujuuden arviointiin konsolidoituneessa, keskinkertaisesti maatuneessa tai maatuneessa turpeessa rautatiepenkereen alla. σ_v tarkoittaa kokonaisjännitystä.

Penkereen juuressa ja ulkopuolella voidaan käyttää siipikairauksella määritettyä leikkauslujuutta redusoituna kertoimella 0,5. Vaihtoehtoisesti pätee $c_u = 6 \text{ kN/m}^2$, mikäli siipikairaustuloksia ei ole käytettävissä.

Avoimen tilan analyysissä näyttää kohtuulliselta arvioida turpeen tehokasta leikkauslujuutta (c_d) yhtälön $c_d = c' + \sigma' \tan \varphi$ mukaan. Landva antaa normaalikonsolidoituneelle turpeelle ensimmäisessä leikkauksessa seuraavat parametriarvot: $c' = 2 \text{ kPa}$ ja $27^\circ < \varphi < 32,5^\circ$. SGI:n koetulosten mukaan samaa suuruusluokkaa olevia leikkauslujuuden arvoja on saatu suorista leikkauskokeista 0,35 radiaanin kulmanmuutoksen kohdalla. Tällaista arvoa voidaan käyttää murtorajatilan vakavuusanalyysissä. Varovaisempaa, ruotsalaisen standardin mukaista arvoa 0,15 radiaanin kohdalla voidaan käyttää käyttörajatilan vakavuusanalyysissä. Kitkakulman arvoksi tulee tällöin noin 22° ja tehokkaaksi leikkauslujuudeksi $c_d = \sigma' \tan 22^\circ$.

Alustavia vakavuustarkasteluja varten leikkauslujuuden kasvua penkereen alla voidaan arvioida kokemusperäisten yhteyksien avulla. Kokemusperäisesti arvioitua lujuuden kasvua käytetään hyväksi penkereen harjan ja puolen luiskan leveyden alueella (Banverket 2002). Lujuuden kasvun arviointia varten on selvittävä myös penkereen todellinen paksuus, koska se saattaa poiketa huomattavasti alkuperäisen suunnitelman mukaisesta mitasta. Tämän vuoksi kuormitus ja lujuuden kasvu ovat usein suurempia kuin alkuperäisten mittojen mukaan olisi odotettavissa.

Yksityiskohtaisissa analyyseissä käytetään in-situ kokeilla mitattua leikkauslujuutta tai penkereen läpi otetuista häiriintymättömistä näytteistä laboratoriossa määritettyä lujuutta.

3.10.3 Liikenteen aiheuttamat painumat

Painumamittaukset osoittavat, että turve puristuu kokoon junakuorman vaikutuksesta, mutta kokoonpuristuma palautuu heti junan ohituksen jälkeen tai vähän myöhemmin. Suurin osa junan ohituksen aikana tapahtuvasta kokonaisdeformaatiosta tapahtuu

turpeessa. Muodonmuutokset ovat elastisia tai pääosin elastisia ja verrannollisia kuormituksen suuruuteen.

Akselikuorman muutosten vaikutusta painumiin arvioitaessa tulee kiinnittää huomiota ainakin seuraaviin seikkoihin:

- Muuttuuko linjakuorma vai säilyykö se entisellään
- Muuttuuko junakuorman syklinen osuus esimerkiksi vaunujen rakennemuutosten vuoksi
- Kasvaako junien kokonaislukumäärä per päivä
- Pitenevätkö junat
- Muuttuuko kuljetusten bruttotonnimäärä

Malmiradan tapauksessa arvioidaan kokemusten ja tehtyjen mittausten perusteella, että liikenne tulee aiheuttamaan rajoitetussa määrässä painumia. Painumat tulevat 5–10 vuoden periodin aikana 30 tonnin akselipainoisen liikenteen aloittamisen jälkeen kasvattamaan kunnossapitotarvetta noin 20 %:lla.

3.10.4 Pysyvien kuormien aiheuttamat painumat

Malmiradan tapauksessa mittaukset ovat osoittaneet, että suurin osa pysyvistä painumista on tapahtunut pengermateriaalissa. Vastapenkereet painuvat ja aiheuttavat lisäkuormaa myös rautatiepenkereeseen. Vastapenkereiden aiheuttamasta lisäkuormasta johtuvat painumat ovat pysyviä.

Painuvan penkereen korottaminen luonnon kiviainesmateriaaleilla johtaa painuma/korotuskierteeseen. Ongelma tulisi hoitaa muilla menetelmillä.

3.11 Vanhan penkereen vakavuuden analysointi

Vanhojen penkereiden vakavuuden tarkistamisessa voidaan erottaa kolme perustapaa:

1. Vanha penger ilman junakuormaa
2. Vanha penger aikaisemmin käytössä olleella junakuormalla
3. Vanha penger uudella korotetulla junakuormalla

Lähteen (Banverket 2002a) mukaan *alustavissa* tarkasteluissa tulisi tehdä c- ja c-φ-analyysit ja *yksityiskohtaisissa* tarkasteluissa c-analyysi ja yhdistetty (KOMB) analyysi. Varmuuskokojen suuruudet riippuvat olosuhteista ja lujuuden määrittäytavista (vrt. taulukko 4.2).

Tällä hetkellä ruotsalaisessa käytännössä tapauksessa 1. tehdään yleensä vain suljetun tilan tarkastelu (c-analyysi). Tehokkaita parametrejä käytettäessä (c-φ-analyysi) voidaan kuitenkin tarkistaa myös huokospaineen vaikutus vakavuuteen. Parametrit mitataan tutkittavasta poikkileikkauksesta. Alustavissa tarkasteluissa voidaan osittain käyttää myös kokemuseräistä arviointia.

Tapauksissa 2 ja 3 tehdään vain suljetun tilan analyysi. Syynä tähän on se, että kuormitus on lyhytaikainen ja junakuormasta johtuvan huokospaineen arvioinnissa/mittauksessa ja huomioon ottamisessa on vaikeuksia. Junan ohitustilanteessa on myös epäselvää, vaikuttaako ainakin pääosin palatuvasta turpeen muodonmuutoksesta aiheutuva lyhytaikainen huokospaine merkittävästi penkereen vakavuuteen.

Ratapenkereen painumaa havaitsemalla on ilmeisesti mahdollista alustavasti kartoittaa kriittisiä pengerosuuksia. Jos painumisnopeus on $\geq 0,5-1,0$ mm kuukaudessa ja jos painumisnopeus vielä kasvaa, penkereen vakavuutta on syytä epäillä. Tällöin voidaan takaisinlaskennalla arvioida todennäköisellä liukupinnalla toimivaa keskimääräistä suljettua leikkauslujuutta ja tehokkaita lujuusparametrejä em. tanskalaiseen (vrt. 4.2.2) tapaan. Penkereessä käytetään kriittisen tilan parametrejä. Huokospaineet voidaan mitata tutkittavasta poikkileikkauksesta.

3.12 Turpeen dynaamiset moduulit

3.12.1 Hokkaido-turpeen ja Malmbana-turpeen vertailu

Lähteessä (Banverket 1996b) on tarkasteltu japanilaisen Hokkaido-turpeen ja Malmbana-turpeen moduuleja junan ohitustilanteessa. Turpeiden perusominaisuuksia on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Hokkaido-turpeen ja Malmbana-turpeen geotekniset perusominaisuudet.

Turve	Vesipitoisuus w (%)	Huokosluku e (%)	Hehikutushäviö (%)	Irtotiheys ρ (t/m ³)	Kuivatiheys ρ_d (t/m ³)	Kiintotiheys ρ_s (t/m ³)
Hokkaido	343–904	8,1–14,8	39,6–81,5	0,98–1,06	0,12–0,24	1,61–2,18
Malmbana (vallitseva)	191–1522 (400–1000)	2,3–22,3 (8–16)	50,8–98,4	0,97–1,21	0,10–0,19	1,39–1,41

Taulukon 4 ominaisuuksien perusteella voidaan todeta, että Hokkaido-turpeen koe-tuloksia voidaan soveltaa myös Malmbana-turpeeseen.

3.12.2 Initiaalileikkausmoduuli G_{\max}

Lähteen (Noto & Kajiya (1987) mukaan Hokkaido-turpeen initiaalileikkausmoduuli voidaan esittää muodossa (12)

$$G_{\max} = 1/10 * 1740 w_c^{-0,67} \sigma'_0{}^{0,55} \quad (12)$$

eli initiaalileikkausmoduuli on vesipitoisuuden ja vallitsevan tehokkaan jännityksen funktio.

3.12.3 Ekvivalentti leikkausmoduuli G

Initiaalimoduulin G_{\max} perusteella voidaan määrittää ekvivalenttinen leikkausmoduuli G . Ekvivalenttimoduuli riippuu pääasiassa leikkausvenymäamplitudista γ . Noto & Kajiyan (1987) mukaan venymäriippuvuus voidaan kuvata yhtälöllä (13):

$$G/G_{\max} = 1 / (1 + \gamma/\gamma_r) \quad (13)$$

missä referenssivenymä γ_r (vrt. kuva 25) voidaan esittää yhtälöllä (14)

$$\gamma_r = 4,81 \cdot 10^{-5} w_c \sigma'_0{}^{0,42} \quad (14)$$

Venymäamplitudi vaikuttaa voimakkaasti ekvivalenttimoduuliin. Esimerkiksi, jos γ kasvaa arvosta 10^{-4} arvoon 10^{-5} pienenee leikkausmoduuli kertoimella 0,4...0,7 vesipitoisuudesta riippuen.

3.12.4 Poissonin luku ν

Moniakselisen jännitys-venymätilan kuvaamiseen turpeessa vaaditaan ekvivalenttileikkausmoduulin G lisäksi vielä yksi moduuli. Yksinkertaisin ja sopivin menettely on yrittää arvioida Poissonin luku ν .

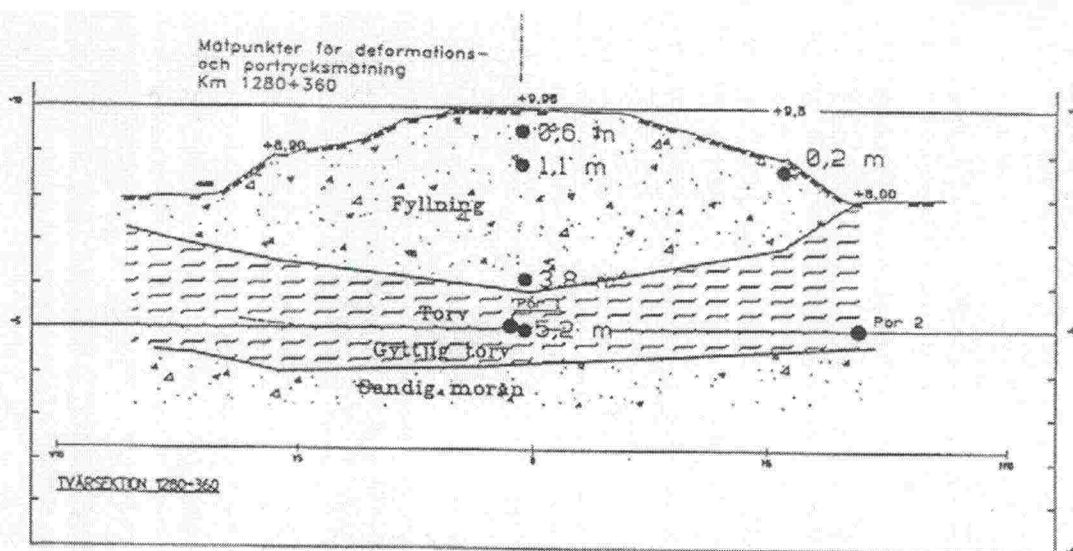
Gazetas (1991) esittää Poissonin luvulle ν seuraavia arvoja:

1. täysin veden kyllästämä savi ja hiekka $\nu = 0,5$,
2. melkein veden kyllästämä savi $\nu = 0,4$,
3. märkä silttinen hiekka $\nu = 0,35$ ja
4. melkein kuiva hiekka $\nu = 0,25$.

Poissonin luku $\nu = 0,5$ edustaa kokoonpuristumatonta käyttäytymistä ja äärettömän suurta kokoonpuristuvuusmoduulia suljetussa tilassa. Jos halutaan arvioida turpeen rakenteen kokoonpuristuvuuskäyttäytymistä, tulee mieluummin hyödyntää kuivan maan arvoa eli $\nu = 0,25-0,30$. Osittain avointa käyttäytymistä voitaisiin näin ollen simuloida Poissonin luvulla $\nu = 0,30-0,50$.

3.12.5 Malmbana – Poikkileikkaus Nuortikon

Nuortikonissa Malmiradan poikkileikkauksen 1280+360 kohdalla (kuva 24) on tehty tarkistusmittauksia junan ohituksen aikana (Adolfsson 1996). Näiden mittausten ja Hokkaido-turpeen syklisillä kuormituksilla määritettyjä leikkausmoduuleja koskevan selvityksen perusteella on arvioitu turvekerroksen leikkausmoduuleja radan keskikohdalla Nuortikonissa.



Kuva 24. Poikkileikkaus 1280+360, Nuortikon, Gällivare (Banverket 1996).

3.12.5.1 Initiaalileikkausmoduuli G_{max}

Vallitseva tehokasjännitys (σ'_0) ratapenkereen keskikohdalla noin yhden metrin syvyydessä turpeen pinnasta (taso +5,0 m) pohjavedenpinnan ollessa maanpinnan tasolla (+8,0 m)

$$\sigma'_0 = 20 \cdot 2,0 + 12,3 \cdot 2,0 + 0,46 \cdot 1,0 = 65 \text{ kPa} \quad (15)$$

missä täytteen tilavuuspaino vedenpinnan yläpuolella $\gamma_d = 20,0 \text{ kN/m}^3$ ja vedenpinnan alapuolella $\gamma' = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) = 20,0 (1 - 10/26) = 12,3 \text{ kN/m}^3$ turpeen tilavuuspaino $\gamma_d = 1,6 \text{ kN/m}^3$ ja $\gamma' = 1,6(1 - 10/14) = 0,46 \text{ kN/m}^3$

Vesipitoisuus konsolidaatiojännityksellä 60 kPa ja tasolla 5,0–5,7 m on $w = 293 \%$, joten G_{max} saa arvon (vrt. yhtälö 12):

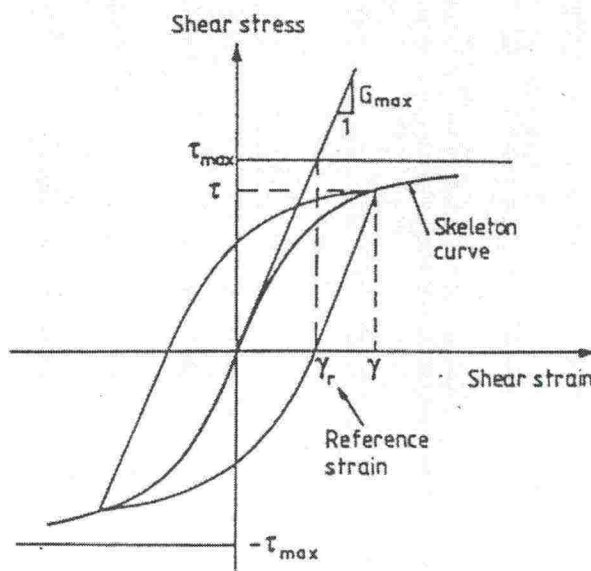
$$G_{max} = 1/10 \cdot 1740 \cdot 293^{-0,67} \cdot (0,65)^{0,55} = 3,05 \text{ Mpa} \quad (16a)$$

Yhtälössä (16a) ei ole otettu huomioon junakuorman (noin 10 kPa) vaikutusta vallitsevaan tehokkaaseen jännitykseen. Jos otaksutaan, että turpeen läpäisevyys on tarpeeksi suuri ja junan ohitusaika tarpeeksi pitkä, jotta kuivatusta ehtii tapahtua, ääritapauksessa saadaan

$$G_{max} = 1/10 \cdot 1740 \cdot 293^{-0,67} \cdot (0,75)^{0,55} = 3,30 \text{ Mpa} \quad (16b)$$

3.12.5.2 Ekvivalentti leikkausmoduuli G

Ekvivalentti leikkausmoduuli G riippuu venymäamplitudista ja voidaan määrittää yhtälön (13) avulla, jolloin turpeen referenssivenymä (γ_r) määritetään yhtälöstä (14).



Kuva 25. Referenssivenymän (γ_r) määrittäminen (Banverket 1996).

Tapaukselle (16a) saadaan

$$\gamma_r = 4,81 * 10^{-5} * 293 * (0,65)^{0,42} = 11,76 * 10^{-3} \quad (17a)$$

Tapaukselle (16b) saadaan

$$\gamma_r = 4,81 * 10^{-5} * 293 * (0,75)^{0,42} = 12,49 * 10^{-3} \quad (17b)$$

Nuortikonin tarkistusmittauksissa on todettu junan ohituksen aikana noin 2 mm:n muodonmuutoksia 1,7 metrin turvepaksuudella. Tämä vastaa venymää, jonka suuruusluokka on 10^{-3} . Reduktiokertoimen suuruudeksi saadaan tapauksessa (16a)

$$1/(1+\gamma/\gamma_r) = 1/(1+10^{-3}/11,76 * 10^{-3}) = 0,922 \quad (18a)$$

Tapaukselle (16b) saadaan

$$1/(1+\gamma/\gamma_r) = 1/(1+10^{-3}/12,49 * 10^{-3}) = 0,926 \quad (18b)$$

Ekvivalentti leikkausmoduuli saa venymätasolla 10^{-3} tapauksessa (16a) arvon

$$G = 0,922 * 3,05 = 2,81 \text{ Mpa} \quad (19a)$$

Tapaukselle (16b) saadaan

$$G = 0,926 * 3,30 = 3,05 \text{ Mpa} \quad (19b)$$

Jos turve otaksutaan normaalikonsolidoituneeksi, voidaan kohtuullisena arviona ekvivalenttisen leikkausmoduulin arvoksi venymätasolla 10^{-3} pitää

$G = 2,8 \text{ Mpa}$, jos junakuorman reaktion otaksutaan tapahtuvan suljetussa tilassa ja

$G = 2,8\text{--}3,0 \text{ Mpa}$, jos junakuorman reaktio tapahtuu osittain avoimessa tilassa.

Kokoonpuristuvuusmoduuliksi (K) saadaan junakuorman reaktion tapahtuessa avoimessa tilassa ja Poisson'in luvun ollessa 0,25

$$K = 2(1+\nu)/3(1-2\nu) * G = 2(1+0,25)/3(1-0,5) * 3,0 = 5,0 \text{ Mpa} \quad (20)$$

Vastaavaksi ödometrimoduuliksi saadaan

$$M_0 = 2(1-\nu)/(1-2\nu) * G = 2(1-0,25)/(1-0,5) * 3,0 = 9,0 \text{ Mpa} \quad (21)$$

Jos junakuorman reaktion otaksutaan tapahtuvan vain osittain avoimessa tilassa, tämä voidaan ottaa huomioon käyttämällä suurempaa Poissonin lukua. Tämä menettely johtaa suurempaan kokoonpuristuvuusmoduulin (ja myös ödometrimoduulin) arvoon ja samalla pienempään muodonmuutokseen. Esimerkiksi Poissonin luvulla 0,45 saadaan

$$K = 2(1+0,45)/3(1-0,9) * 2,8 = 27,1 \text{ Mpa} \quad (22)$$

$$M_0 = 2(1-0,45)/(1-0,9) * 2,8 = 30,8 \text{ Mpa} \quad (23)$$

Kokoonpuristuvuusmoduulin (ja ödometrimoduulin) avulla tehtyjä laskelmia tulee tulkita varovaisesti, koska tarkastelutilanne on dynaaminen ja dynaamisen sekantti-

leikkausmoduulin rinnastaminen lineaariseen kimmoteoriaan perustuviin moduuleihin merkitsee todellisten dynaamisten olosuhteiden karkeata yksinkertaistusta.

3.13 Numeeriset laskelmat

Lähteen (Banverket 1996) liitteessä 6 on esitetty FLAC-ohjelmalla tehtyjen siirtymälaskelmien tuloksia. Laskelmia varten ödometrimoduuli (M) on muunnettu leikkausmoduuliksi (G) ja kokoonpuristuvuusmoduuliksi (K) Poissonin luvun ($\nu = 0,3$) avulla.

Painumien osalta on todettavissa, että lasketut arvot vastaavat varsin hyvin kenttämittausten tuloksia. Syynä tähän lienee se, että tien keskellä deformaatio tapahtuu yksinomaan pystysuoraan ja käytetyt moduulit sopivat vain yksidimensioiseen muodonmuutostilaan eli tien keskelle. Laskettujen ja mitattujen painumien vertailu penkereen luiskan alueella olisi ilmeisesti tuottanut huonomman tuloksen.

Horisontaalisten siirtymien osalta on todettavissa, että em. laskelmilla on merkittävästi vaikeampaa saada tuloksia, jotka olisivat yhteensopivia mittaustulosten kanssa, koska horisontaali- ja vertikaalisiirtymien yhdistelmässä muodonmuutostila on kaksidimensioinen.

3.14 Kirjallisuusluettelo

- Adolfsson, K. (1996). Redovisning av markvibrationsmätningar, Koncept till rapport BV/RVTB 1996-04-11, Banverket, Borlänge.
- Amaryan, L.S., Sorokina, G.V. & Ostroumova, L.V. (1973). Consolidation law and mechanical-structural properties of peaty soils. Int. Conf. on SMFE, 8, Proceedings, Vol. 2.2, Moskova, pp.1-6.
- Banverket (1996). 30 ton på Malmbanan, rapport 3.6 FoU. Beräkningsmodell för grundläggning på torv, Borlänge.
- Banverket (1996a). 30 ton på Malmbanan, rapport 3.6 FoU. Beräkningsmodell för grundläggning på torv, Bilaga 4. Torv under järnvägsbankar – Hållfasthetsegenskaper och undersökningsmetodik, Borlänge.
- Banverket (1996b). 30 ton på Malmbanan, rapport 3.6 FoU. Beräkningsmodell för grundläggning på torv, Bilaga 5. Dynamiska moduler i torv, Borlänge.
- Banverket (2002). Stabilitetsanalyser – Handbok. BVH 585.10
- Banverket (2002a). Stabilitetsanalyser, Foreskrift. BVF 585.10
- Banedanmark (2004). Notat 25.03.2004 (Moniste).
- Carlsten, P. (1988a). Peat, Geotechnical Properties and Up-to-Date Methods of Design and Construction. State-of-the-Art-Report, Preprint. Statens Geotekniska Institute, 215, Linköping.
- Carlsten, P. (1988b). The use of preloading when building roads on peat. Paper to the second Baltic conference on SMFE, Tallin.
- Carlsten, P. (1988c). Torv – geotekniska egenskaper och metoder. Statens Geotekniska Institut, Information 6. Linköping.
- Carlsten, P. (1989). Vägbyggnad på torv. Vägverket – VBg, Statens geotekniska institut, Linköping.
- Gazetas, G. (1991). "Foundation vibrations", in Foundation Engineering Handbook, (red: H.Y. Fang), van Nostrand, New York (2:a uppl), pp. 553-593.
- Helenelund, K.V. & Hartikainen, J. (1972). In situ measurements of undrained shear strength of peat by helical auger tests. The 2nd Proc. of the 4th Int. Peat Conference, Otaniemi, Finland. pp. 189-198.
- Helenelund, K.V., Lindqvist, L-O. & Sundman, C. (1972a). Influence of sampling on the engineering properties of peat samples. The 2nd Proc. of the 4th Int. Peat Conference, Otaniemi, Finland. pp. 229-240.
- Helenelund, K.V. (1975). Geotechnical peat investigations. Baltic conference on SMFE, 1. Proceedings, Vol. 1, Gdansk, pp. 105-123.
- Helenelund, K.V. (1980). Geotechnical properties and behaviour of Finnish peats. Valtion teknillinen tutkimuskeskus, VTT symposium 8, reprint, pp. 85-107.
- Korhonen, K-H. & Leskelä, A. (1970). Siipikaira pohjatutkimusvälineenä. VTT, Tiedotus. Sarja III – Rakennus 143. 148 s.
- Lappalainen, V. & Hänninen, P. (1986). New electric method for fast inventory of peat and peatland resources. Advances of Peatland engineering, proceedings. Ottawa, pp. 71-77.
- Landva, A.O. (1980). Geotechnical behaviour and testing of peat. Ph.D. thesis, Laval University, Quebec.
- Landva, A.O. & LaRochelle, P. (1982). Compressibility and shear characteristics of Redforth peats. ASTM Special Technical Publication 820, Toronto, pp. 157-191.
- Landva, A.O., Korpijaakko, E.O. & Pheeney, P.E. (1983). Geotechnical classification of peats and organic soils. ASTM Special Technical Publication 820, Toronto, pp.37-51.

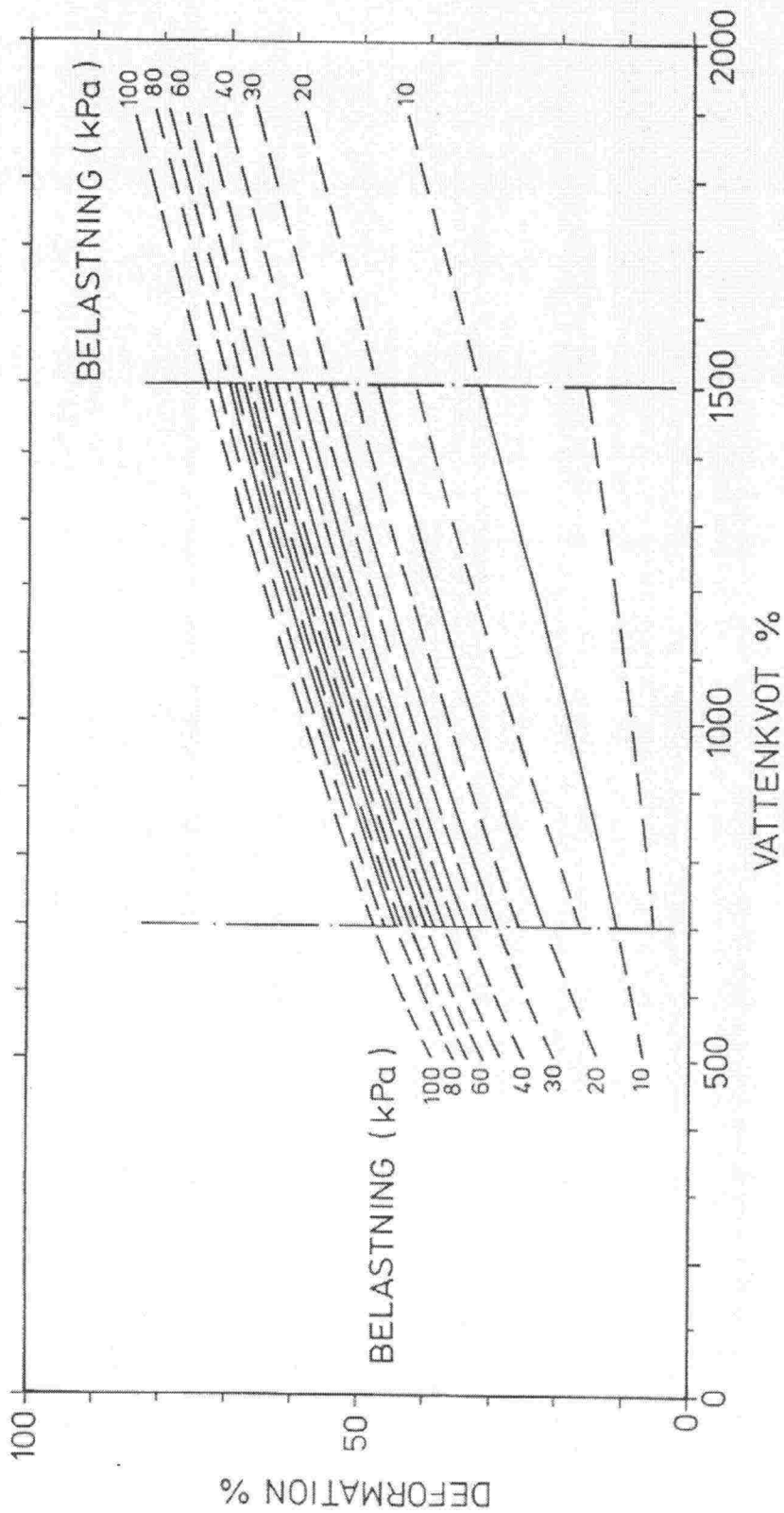
- Landva, A.O., Pheeney, P.E., LaRochelle, P. & Briaud, J.-L. (1986). Structures on peatland – geotechnical investigations. *Advances of Peatland engineering, proceedings*. Ottwa, pp. 31-52.
- Larsson, R. (1986). Consolidation on soft soils. Swedish Geotechnical Institute, Rapport no. 29, Linköping.
- Lojander, M., Forsman J. & Takala, J. (1996). Mechanical properties of Leteensuo peat. XII NGM-96 Reykjavik.
- Magnan, J.P. (1994). Construction on Peat: State of the art in France. *Proceedings of the Int. Workshop on Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*. Delft/Netherlands/16-18 June 1993, A.A.Balkema/Rotterdam, pp. 369-379.
- Noto, S. & Kajiya, Y. (1986). An experimental study on dynamic properties of peat soils, (2:nd report), *Journal of Civil Engineering Experiments (på japanska)*, 406, pp. 14-24.
- RIL 121-2004. Pohjarakennusohjeet. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y.
- RIL 207-1998. Geotekninen suunnittelu, Euronormi. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y.
- Rowe, R.K. (1987). Reinforced embankments on organic deposits.
- Samson, L. & LaRochelle, P. (1972). Design and performance of an expressway built on peat by precompression, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.9., No. 4, pp 447-466.
- SFS-ENV 1997-1 (1994). Geotekninen suunnittelu. Osa I.: Yleiset säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS. Helsinki.
- Skredkommissionen (1995). Anvisningar för släntstabilitetsutredningar. Rapport 3:95, Linköping.
- Topolnicki, M. & Koehorst, B.A.N. (1994). Summary of Session 2: Stress-strain and strength behaviour. *Proceedings of the Int. Workshop on Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*. Delft/Netherlands/16-18 June 1993, A.A.Balkema/Rotterdam, pp. 327-337.
- VTT (1982). Humuspitoisuuden vaikutus hienorakeisten maalajien leikkauslujuuteen. Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Geotekniikan laboratorio. Tutkimusselostus N:o GEO 2212, 1982.
- Yasuhara, K., Oikawa, H. & Noto, S. (1994). Large strain cyclic behaviour of peat. *Proceedings of the Int. Workshop on Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat*. Delft/Netherlands/16-18 June 1993, A.A.Balkema/Rotterdam, pp. 301-310.

3.15 Liitteet

1. Turpeen kokoonpuristumisen ja vesipitoisuuden välinen yhteys (Carlsten 1989).
2. Diagrammi konsolidaationopeuden arvioimiseksi turpeessa (Carlsten 1989).
3. Rengasleikkauskokeiden, siipikairausten ja ruuvilevykokeiden tuloksia turpeessa (Banverket 1996a).
4. Suorien leikkauskokeiden tuloksia turpeessa - Malmaban (Banverket 1996a).
5. Kenttämittausten tuloksia – Malmaban, Nuortikon (Banverket 1996).

LIITE 1.

DIAGRAM 1



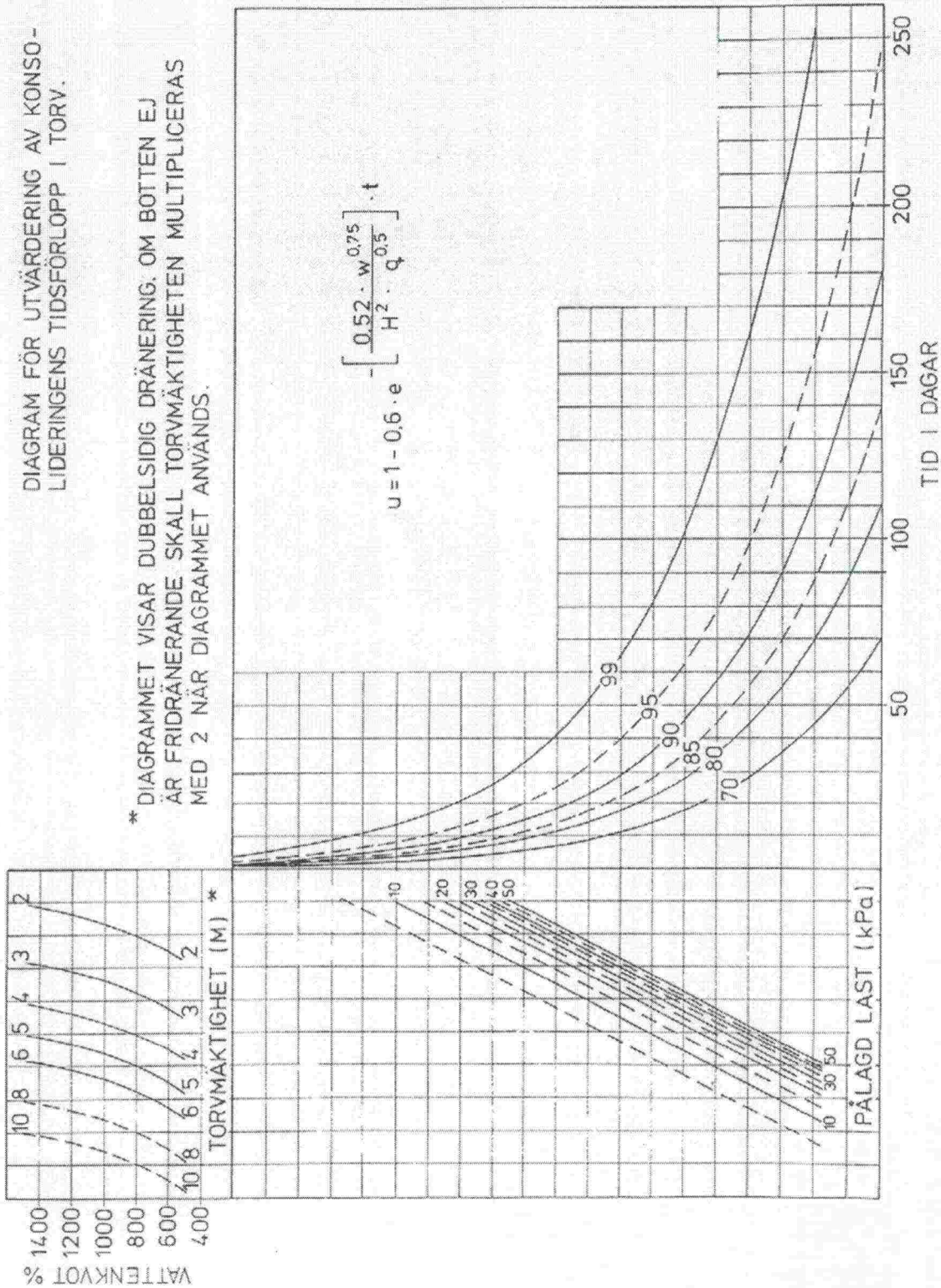
TORV : SAMBAND DEFORMATION - VATTENKVOT

LIITE 2

DIAGRAM 2

DIAGRAM FÖR UTVÄRDERING AV KONSO-
LIDERINGENS TIDSFÖRLOPP I TORV.

* DIAGRAMMET VISAR DUBBELSIDIG DRÄNERING, OM BOTTEN EJ
ÄR FRIDRÄNERANDE SKALL TORVMÄKTIGHETEN MULTIPLICERAS
MED 2 NÄR DIAGRAMMET ANVÄNDS.



$$u = 1 - 0.6 \cdot e^{-\left[\frac{0.52 \cdot w^{0.75}}{H^2 \cdot q^{0.5}} \right] \cdot t}$$

SGI

RENGASLEIKKAUS-, SIIPIKAIRAUS- JA RUUVILEVYKOKEIDEN
TULOKSIA TURPEESSA

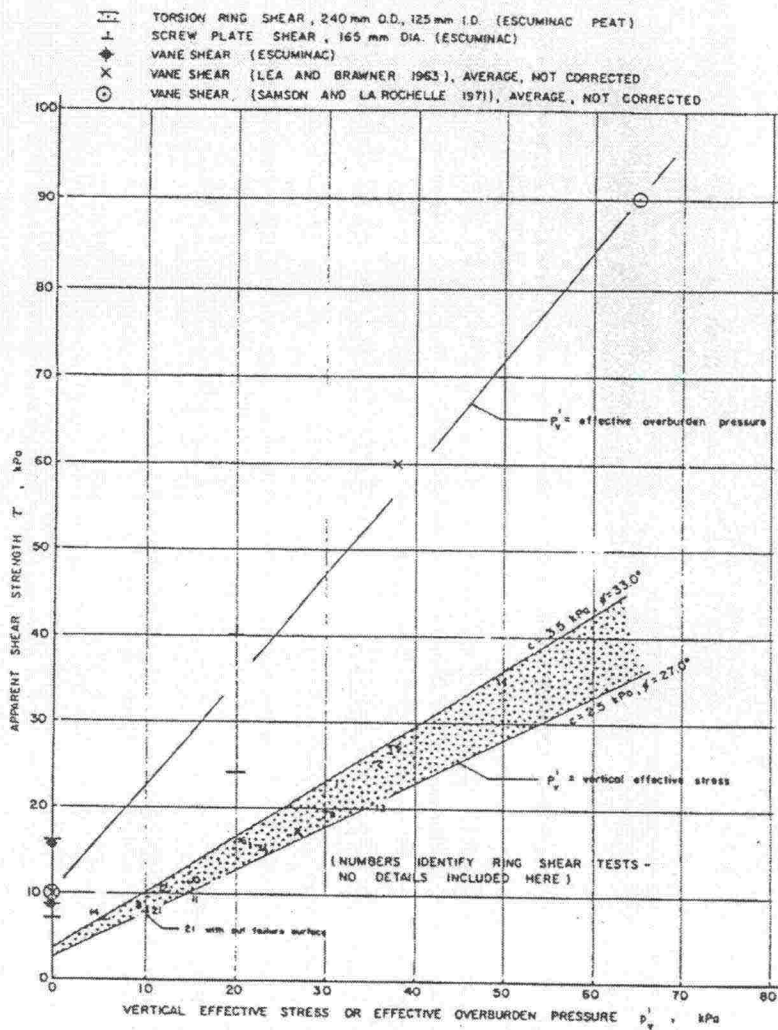


Fig. 13 Resultat från ringskjuv-, ving- och skruvplatteförsök på torv

LIITE 4

SGI

SUORIEN LEIKKAUSKOKEIDEN TULOKSIA – MALMBANAN

1(3)

4.2.2 Försöksserie Malmaban

Försöksserien för Malmaban omfattar totalt 20 försök. Proverna har utvalts i samråd med Banverket för att representera olika torvtyper. Av tabell 1. framgår data från samtliga försök.

Tabell 2. Skjuvförsök, Malmaban, prover tagna vid sidan av banvallen, dränerade

Sektion/ Nivå	Konsolide- ringsspän- ning (kPa)	Monterings- datum	Start skjuvning	Densitet t/m ³	Vatten- kvot %	Provhöjd mm	Skjuvhöjd mm
1277+940 1,1-1,3	20	960118	960119	0,96	460	40,5	30,0
1277+940 1,1-1,3	40	960115	960117	0,96	506	40,0	27,0
1277+940 1,1-1,3	80	960122	960126	0,94	517	41,0	21,8
1280+360 1,5-1,7	20	960131	960202	1,01	570	43,0	32,0
1280+360 1,5-1,7	40	960205	960207	1,03	466	44,2	25,5
1280+360 1,5-1,7	80	960202	960205	1,04	559	42,6	21,5
1280+360 2,5-2,7	20	960212	960214	0,98	956	42,2	26,1
1280+360 2,5-2,7	40	960207	960209	0,99	878	43,3	21,0
1280+360 2,5-2,7	80	920209	960212	0,99	855	41,9	16,3
1368+280 2,2-2,4	20	960214	960216	1,00	758	42,0	27,5
1368+280 2,2-2,4	40	960220	960222	1,01	815	40,7	23,3
1368+280 2,2-2,4	80	960216	960220	1,02	827	45,4	17,4
1383+200 2,1-2,3	20	960129	960131	1,02	843	40,0	25,4
1383+200 2,1-2,3	40	960126	960129	1,00	930	40,0	19,9

Tabell 3. Skjuvförsök, Malmaban, prover tagna vid sidan av banvallen, odränerade

Sektion/ Nivå	Konsolide- ringsspän- ning (kPa)	Monterings- datum	Start skjuvning	Densitet t/m ³	Vatten- kvot %	Provhöjd mm	Skjuvhöjd mm
1280+360 2,2-2,4	20	960416	960418	0,98	897	43,0	29,5
1280+360 2,2-2,4	40	960419	960423	0,99	830	43,0	24,9
1280+360 2,2-2,4	80	960404	960409	0,98	935	45,1	17,3
1368+280 2,2-2,4	40	960401	960403	1,04	672	43,6	24,6
1383+200 1,1-1,3	20	960506	960509	0,96	1085	44,9	24,1
1383+200 1,1-1,3	40	960510	960514	0,98	1089	45,1	17,8

Tabell 4. Skjuvförsök, Malmaban, prover från torv under banvallen, dränerade och odränerade

Sektion/ Nivå	Konsolide- ringsspän- ning (kPa)	Monterings- datum	Start skjuv- ning	Densitet t/m ³	Vatten- kvot %	Provhöjd mm	Skjuvhöjd mm
Dränerade							
1280+360 SPM 5,0-5,7	40	960307	960311	1,10	338	20,0	14,5
1280+360 SPM 5,0-5,7	60	960307	960311	1,10	293	20,0	13,8
Odränerade							
1280+360 SPM 5,0-5,7	40	960307	960311	1,08	318	20,0	14,2
1280+360 SPM 5,0-5,7	60	960307	960311	1,09	341	20,0	14,5

I tabellerna 6 och 7 sammanfattas resultaten från totalt 18 (Ø100 mm) och 2 (Ø50 mm) konsoliderade dränerade skjuvförsök som utförts på torv. Skjuvförsöken med diametern 50 mm har utförts på prover tagna på torven under befintlig banvall.

Tabell 6. Resultat av dränerade skjuvförsök

Sektion/ Nivå	Konsolide- ringsspän- ning (kPa)	Densitet t/m ³	Vatten- kvot %	Hum grad	Skjuvspän ning vid 0,15 rad.	Skjuvspän ning vid 0,25 rad.	Skjuvspän ning vid 0,35 rad.	Skjuvspän ning vid 0,50 rad.
Malmbanan Ø100								
1277+940 1,1-1,3	20	0,96	460	H4	8,5	10,6	11,7	12,7
1277+940 1,1-1,3	40	0,96	506	H4	15,4	19,7	22,2	24,7
1277+940 1,1-1,3	80	0,94	517	H4	34,3	41,2	45,7	49,4
1280+360 1,5-1,7	20	1,01	570	H4	8,1	9,6	10,4	11,3
1280+360 1,5-1,7	40	1,03	466	H4	14,5	17,0	18,9	20,2
1280+360 1,5-1,7	80	1,04	559	H4	33,5	41,7	47,2	52,8
1280+360 2,5-2,7	20	0,98	956	H4	9,4	11,6	13,2	14,6
1280+360 2,5-2,7	40	0,99	878	H4	20,4	23,3	24,6	26,2
1280+360 2,5-2,7	80	0,99	955	H4	36,2	45,3	51,4	56,2
1368+280 2,2-2,4	20	1,00	758	H4	7,3	8,9	9,8	10,4
1368+280 2,2-2,4	40	1,01	815	H4	15,6	18,0	20,0	21,4
1368+280 2,2-2,4	80	1,02	827	H4	30,6	37,1	42,0	46,1
1383+200 2,1-2,3	20	1,02	843	H4	7,9	9,8	11,1	12,2
1383+200 2,1-2,3	40	1,00	930	H4	15,8	19,2	21,4	23,1
Åskya Ø100								
Borrhål 1 2,5-2,7	10	1,01	1202	H4	4,3	5,1	5,8	6,6
Borrhål 1 1,9-2,1	20	1,01	1335	H3	7,9	9,3	10,4	11,5
Borrhål 1 1,9-2,1	30	1,02	1176	H3	12,6	15,1	16,6	18
Borrhål 1 2,5-2,7	40	1,00	1162	H4	17,7	20,8	21,6	22,6
Malmbanan Ø50								
1280+360 SPM 5,0-5,7	40	1,10	338	H4	14,6	18,1	20,9	
1280+360 SPM 5,0-5,7	60	1,10	293	H4	19,1	22,1	25,0	

Tabell 7. Resultat av dränerade skjuvförsök Ø100 mm - Normaliserade

Sektion/ Nivå	Konsolide- ringsspän- ning (kPa)	Densitet t/m ³	Vatten- kvot %	Hum grad	τ/σ_N 0,15 rad.	τ/σ_N 0,25 rad.	τ/σ_N 0,35 rad.	τ/σ_N 0,50 rad.
Borrhål 1 2,5-2,7	10	1,01	1202	H4	0,43	0,51	0,58	0,66
1277+940 1,1-1,3	20	0,96	460	H4	0,43	0,53	0,59	0,64
1280+360 1,5-1,7	20	1,01	570	H4	0,41	0,48	0,52	0,57
1280+360 2,5-2,7	20	0,98	956	H4	0,47	0,58	0,66	0,73
1368+280 2,2-2,4	20	1,00	758	H4	0,37	0,45	0,49	0,52
1383+200 2,1-2,3	20	1,02	843	H4	0,40	0,49	0,56	0,61
Borrhål 1 1,9-2,1	20	1,01	1335	H3	0,40	0,47	0,52	0,58
Borrhål 1 1,9-2,1	30	1,02	1176	H3	0,42	0,50	0,55	0,60
1277+940 1,1-1,3	40	0,96	506	H4	0,39	0,49	0,56	0,62
1280+360 1,5-1,7	40	1,03	466	H4	0,36	0,43	0,47	0,51
1280+360 2,5-2,7	40	0,99	878	H4	0,51	0,58	0,62	0,66
1368+280 2,2-2,4	40	1,01	815	H4	0,39	0,45	0,50	0,54
1383+200 2,1-2,3	40	1,00	930	H4	0,40	0,48	0,54	0,58
Borrhål 1 2,5-2,7	40	1,00	1162	H4	0,44	0,52	0,54	0,57
1277+940 1,1-1,3	80	0,94	517	H4	0,43	0,52	0,57	0,62
1280+360 1,5-1,7	80	1,04	559	H4	0,42	0,52	0,59	0,66
1280+360 2,5-2,7	80	0,99	955	H4	0,45	0,57	0,64	0,70
1368+280 2,2-2,4	80	1,02	827	H3	0,38	0,46	0,53	0,58
1280+360 SPM 5,0-5,7	40	1,10	338	H4	0,37	0,45	0,52	
1280+360 SPM 5,0-5,7	60	1,10	293	H4	0,32	0,37	0,42	

3(3)

SGI

1996-06-23 1-9509-442

Tabell 1. Fysikaliska egenskaper hos torven, Samson (1972)

	Number of tests	Average	Total range
Water content (%)*, natural condition	29	890	605-1290
Water content (%)*, at end of preloading	19	450	370-540
Void ratio, natural condition	6	14.1	10.3-17.5
Saturation (%), natural condition	6	93	87-96
Organic content (%)†	27	91.2	84.2-95.4
Specific gravity	12	1.55	1.41-1.70
Unit weight (g/cm ³), natural condition	18	0.97	0.87-1.04
Unit weight (g/cm ³), dry	18	0.099	0.053-0.144

*By oven drying at 105 °C.

†By firing an oven-dried sample in a crucible.

Tabell 8. Resultat av odränerade skjuvförsök

Sektion/ Nivå	Konsolide- ringsspän- ning (kPa)	Densitet t/m ³	Vatten- kvot %	Hum grad	Skjuvspän- ning vid 0,15 rad.	Skjuvspän- ning vid 0,25 rad.	Skjuvspän- ning vid 0,35 rad.	Skjuvspän- ning vid 0,50 rad.
Malmbanan Ø100								
1280+360 2,2-2,4	20	0,98	897	H4	8,9	10,0	10,5	10,8
1280+360 2,2-2,4	40	0,99	830	H4	17	19,2	20,0	20,5
1280+360 2,2-2,4	80	0,98	935	H4	35,2	40,9	44,4	47,5
1368+280 2,2-2,4	40	1,04	672	H4	15,4	17,7	18,6	19,3
1383+200 1,1-1,3	20	0,96	1085	H4	8,2	9,4	10,0	10,5
1383+200 1,1-1,3	40	0,98	1089	H4	14,4	17,2	18,9	20,6
Malmbanan Ø50								
1280+360 SPM 5,0-5,7	40	1,08	318	H4	23,8*			
1280+360 SPM 5,0-5,7	60	1,09	341	H4	29,8*			

*Utvärderat vid brott

Tabell 9. Resultat av odränerade skjuvförsök Ø100 mm - Normaliserade

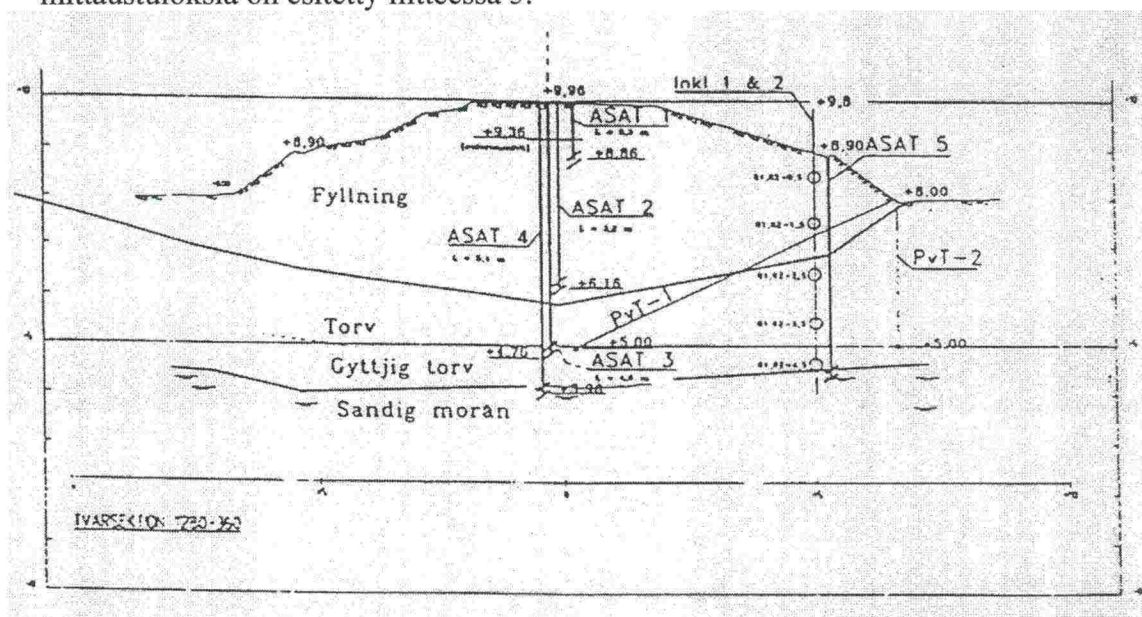
Sektion/ Nivå	Konsolide- ringsspän- ning (kPa)	Densitet t/m ³	Vatten- kvot %	Hum grad	τ/σ_N 0,15 rad.	τ/σ_N 0,25 rad.	τ/σ_N 0,35 rad.	τ/σ_N 0,50 rad.
Malmbanan Ø100								
1280+360 2,2-2,4	20	0,98	897	H4	0,45	0,50	0,53	0,54
1383+200 1,1-1,3	20	0,96	1085	H4	0,41	0,47	0,50	0,53
1280+360 2,2-2,4	40	0,99	830	H4	0,43	0,48	0,50	0,51
1368+280 2,2-2,4	40	1,04	672	H4	0,39	0,44	0,47	0,48
1383+200 1,1-1,3	40	0,98	1089	H4	0,36	0,43	0,47	0,52
1280+360 2,2-2,4	80	0,98	935	H4	0,44	0,51	0,56	0,59
Malmbanan Ø50								
1280+360 SPM 5,0-5,7	40	1,08	318	H4	0,60*			
1280+360 SPM 5,0-5,7	60	1,09	341	H4	0,50*			

*Utvärderat vid brott

LIITE 5 KENTTÄMITTAUSTEN TULOKSIA

1. Yleistä

Malmiradan poikkileikkauksen 1280+360 kohdalla on tehty pysty- ja vaakasuoria muodonmuutosmittauksia sekä huokospainemittauksia joulukuussa 1995, tammikuussa 1996 ja elokuussa 1996. Mittauskohta sijaitsee pitkällä suoalueella, missä kokoonpuristuneen turvekerroksen paksuus penkereen alla on 1,7–2,0 m. Turvekerroksen paksuus ratapenkereen vieressä on noin 3,5 m. Turpeen maatumisaste on H4. Penkereen korkeus on noin 3,5 m. Mittauksia on tehty sekä junan ohituksen aikana että junan seisoessa paikallaan noin yhden tunnin ajan. Akselipainot ovat olleet 25–30 tonnia. Tutkimukseen sisältyy myös pitkäaikaisia mittauksia (marraskuu 1995–elokuu 1996). Mittauspoikkileikkaus ja anturien sijainti on esitetty kuvassa 7.1. Yksityiskohtaisia mittaustuloksia on esitetty liitteessä 5.



Kuva 7.1 Instrumentointi poikkileikkauksessa 1280+360, Nuortikon, Gällivare (Banverket 1996a).

2. Muodonmuutosmittaukset junan ohituksen aikana

Muodonmuutosmittauksissa on tehty seuraavia yleisiä havaintoja:

- Sulan ja jäätyneen penkereen havaintojen välillä on suuria eroja, ks. kuva 7.2. Samalla kuormalla kokoonpuristumat ovat olleet välillä 2,6–3,6 mm (anturi 0,6 m raiteen alareunan alla). Jäähtynyt penger toimii palkkina.
- Suurin osa kokoonpuristumasta tapahtuu turpeessa, ks. kuva 7.3a–b.
- Raiteen sivulla suhteellisen pieniä muodonmuutoksia, mikä tarkoittaa sitä, että kuormitus/deformaatio tapahtuu pystysuunnassa ja että kuorman jakautuminen sivusuunnassa on vähäistä, ks. kuva 7.4.
- Kokoonpuristuma raiteen keskellä, 0,6 m syvyydessä vaihtelee välillä noin 0,5–3,6 mm samalla kuormalla alustan laadusta riippuen, ks. kuva 7.5.
- Virumisesta johtuvaa muodonmuutosta tapahtuu sekä junan ohituksen että paikallaan pysymisen aikana, mikä voidaan havaita myös huokospainemittauksista, ks. kuvat 7.6 ja 7.7. Viruminen jatkui, vaikka juna oli pysähtyneenä mittaustaikalla noin 62 minuuttia.

- Malmivaunuilla suurempi osa kuormasta on staattista kuormaa; merkittävästi pienempi osa on syklistä, ks. kuva 7.8. Tämä johtuu vaunujen rakenteesta. Pitemmällä korilla varustettujen matkustajavaunujen yhteydessä syklinen kuormaus on suurempi, ks. kuva 7.9.
- Raiteen vaa`ituksissa junan ollessa pysähtyneenä havaittiin, että muodonmuutos raiteen yläreunan (rök) ja 0,6 m raiteen alapuolella olevan tason välillä oli noin 1,1 mm (akselikuorma 25 tonnia). Vastaava lukema elokuun mittauksissa oli 3,5 mm (akselikuorma 30 tonnia).
- Veturin ohituksen aikana on todettavissa häiriöitä ATC-signaalien vuoksi.
- Mittaustulosten yhdistelmä on esitetty kuvassa 7.10.

Koeajossa 30 tonnin akselikuormalla todettiin seuraavaa:

- Suurempi nopeus näyttää pienentävän muodonmuutoksia, ks. kuva 7.11. Veturi sen sijaan näytti kasvattavan muodonmuutoksia.
- Kahdella 33 tonnin akselilla todettiin 20–30 %:n muodonmuutoksen kasvu verrattuna kahteen 25 tonnin akseliin, ks. 7.12.

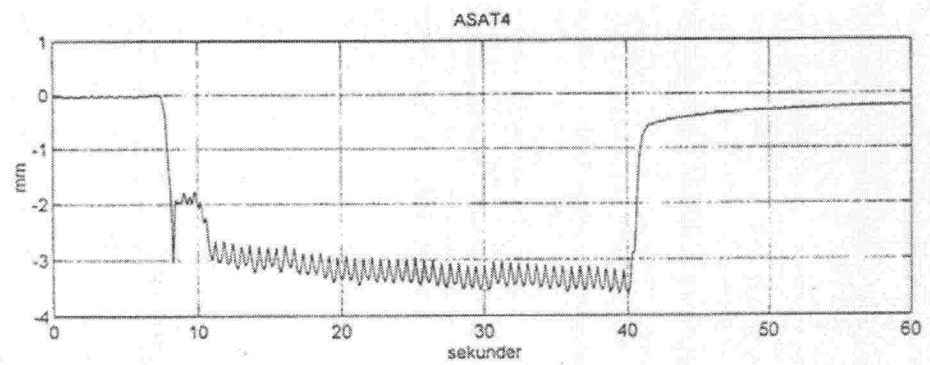
3. Huokospainemittaukset junan ohituksen aikana

Huokospainemittaukset on tehty raiteen keskikohdalla turpeessa noin 5,0 metriä raiteen alareunan alapuolella sekä samalla tasolla 7 metriä raiteen sivulla, ks. kuva 7.1. Mittauksissa tehtiin seuraavia yleisiä havaintoja:

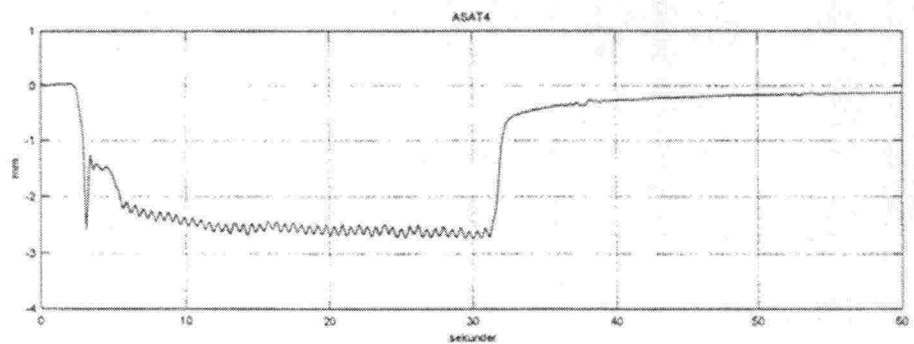
- Malmijuna aiheuttaa suuria huokospaineita; noin 9,5 kPa turpeessa raiteen keskikohdalla ja 2 kPa penkereen sivulla samassa syvyydessä penkereen ollessa sulana, ks. kuva 7.13. Penkereen ollessa jäätyneenä vastaavat luvut ovat 4,5 ja 2,1 kPa, ks. kuva 7.14.
- Staattisessa kuormituksessa paine radan keskikohdalla kasvaa koko ajan, kun kuorma on päällä. Tämä tapahtuu samaan aikaan, kun turve puristuu kokoon. Raiteen sivulla huokospaine saavuttaa maksimiarvon ja hiipuu sen jälkeen, ks. 7.15. Huokospaine raiteen sivulla palautuu nopeasti kuorman (junan) poistuttua. Vedenläpäisevyys penkereen keskikohdan alla on noin $1,2\text{--}2,8 \cdot 10^{-9}$ ja penkereen sivulla noin $1,4 \cdot 10^{-7}$.
- Reaktioaika (responstid) on ollut noin 0,24–0,35 kPa/sek raiteen keskikohdalla ja 0,61–0,82 kPa/sek penkereen sivulla, ks. kuva 7.16.
- Huokospainemittauksia testijunan ohituksen aikana on vaikeata verrata mittauksiin 25 tonnin akselikuormalla junan lyhyiden vuoksi.

4. Pitkäaikaiset mittaukset

Painumamittausten, horisontaalisten siirtymämittausten ja lämpötilamittausten tuloksia on esitetty kuvissa 7.17–7.20.

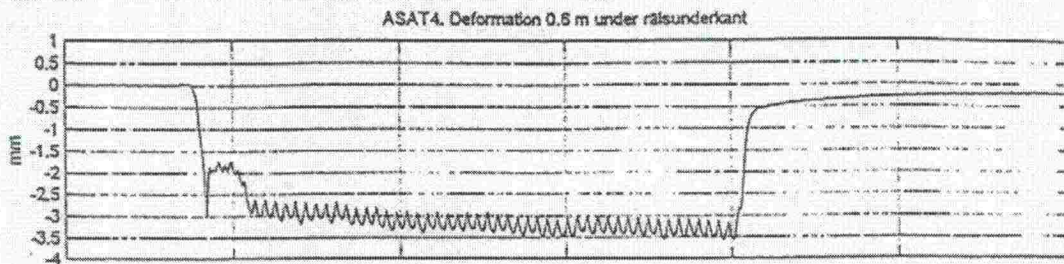


km 1280+360, Kåbo-Nuortikon 951208, avvikande lastat malmtåg (lamaln95.maf)

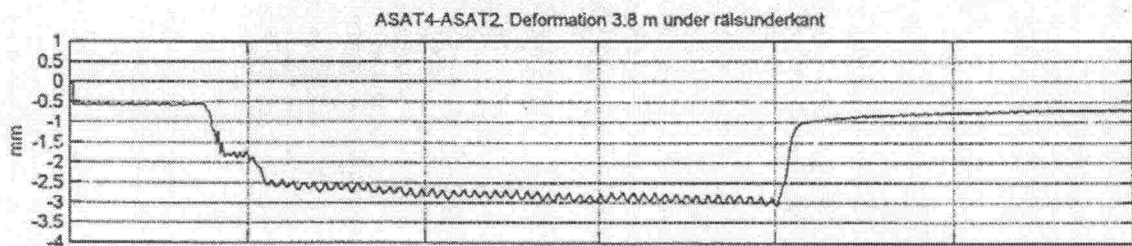


Envisstämte lastat malmtåg, Kåbo-Nuortikon/km 1280+360 060327 (c:\30ton\fx.maf)

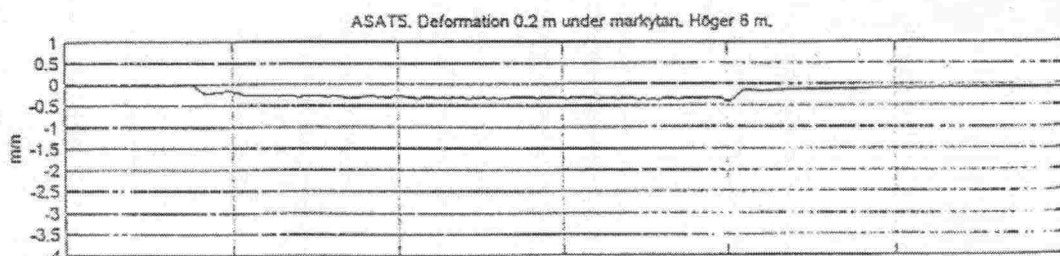
Figur 7.2 Variationer mellan fruset och icke fruset spår.



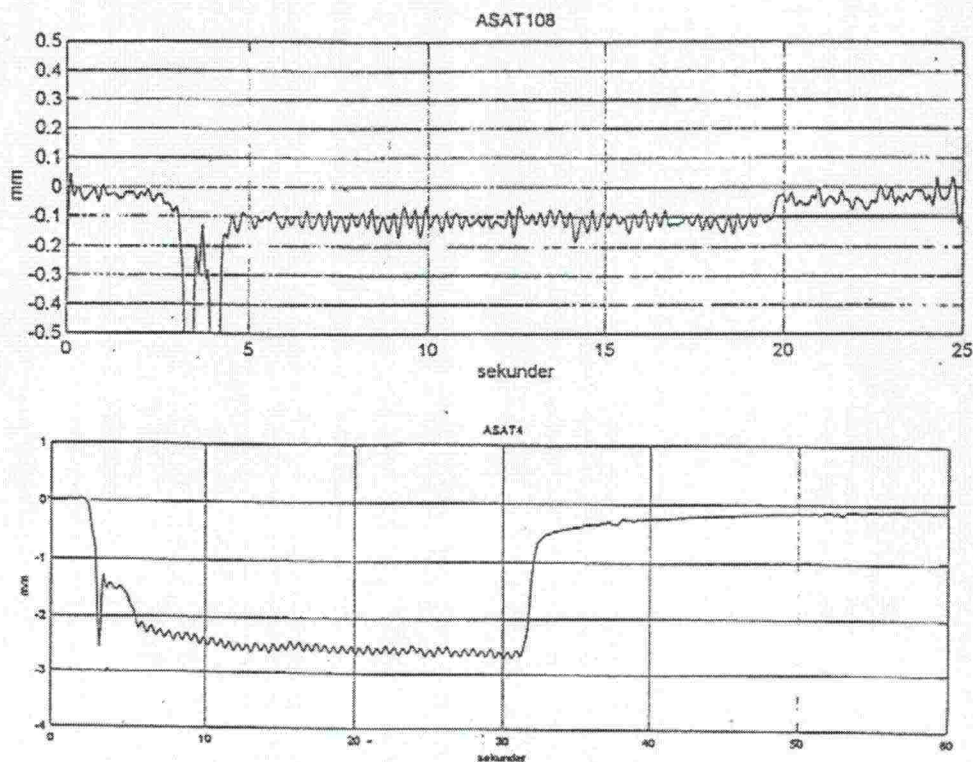
Figur 7.3a Större delen av deformationen sker i torven - deformation 0,6 m under ruk, se även figur 7.1.



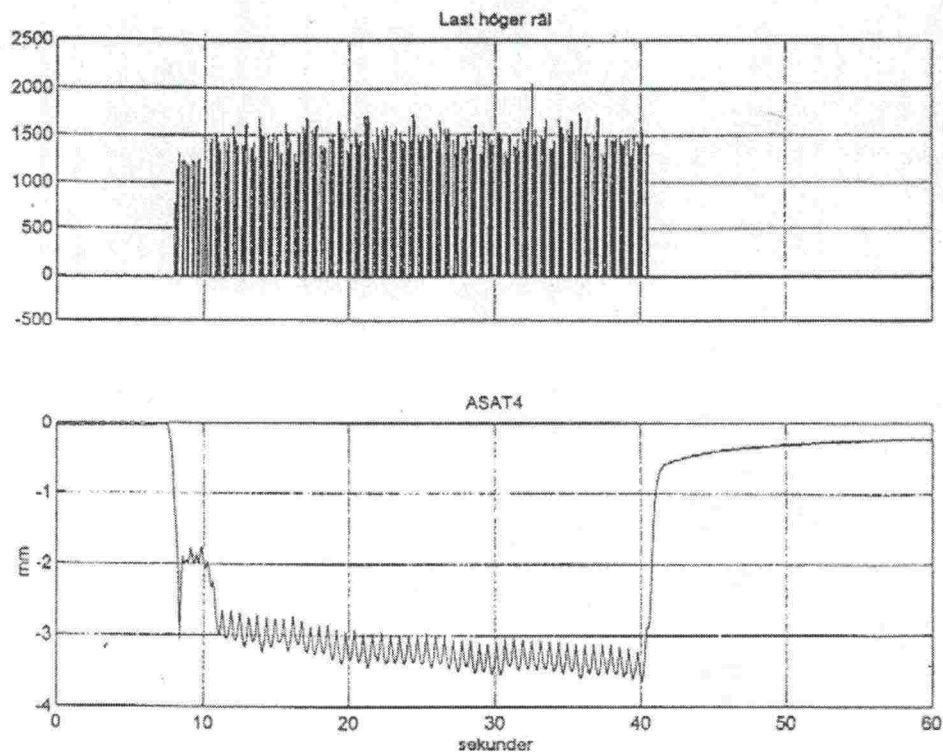
Figur 7.3b Större delen av deformationen sker i torven - deformation 3,8 m under ruk omedelbart ovanför torven.



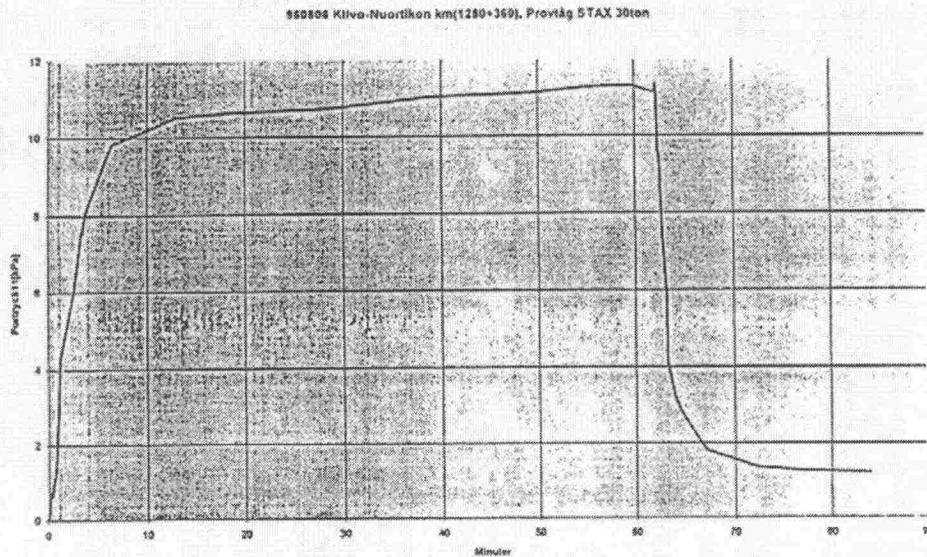
Figur 7.4 Laster och deformationer sker i huvudsak vertikalt - jämförelse spårmitt och höger 5,3 m.



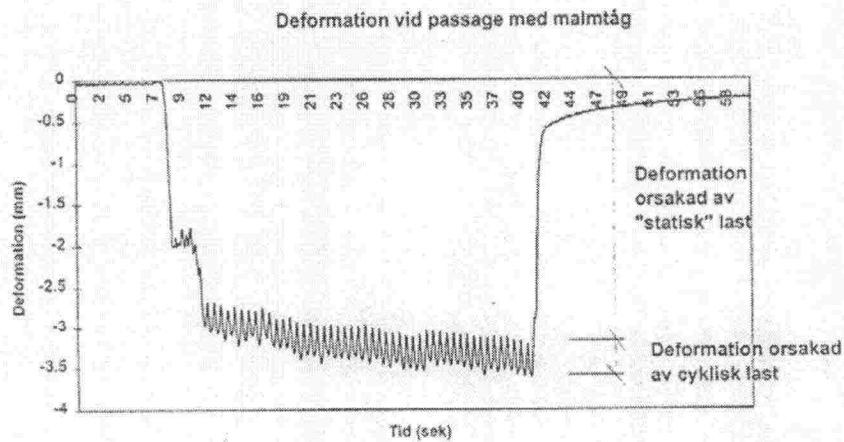
Figur 7.5 Jämförelse med mätningar i Krokvik - Rautas (morän). Ca 15 ggr större deformationer vid den mjukare undergrunden i Nuortikon.



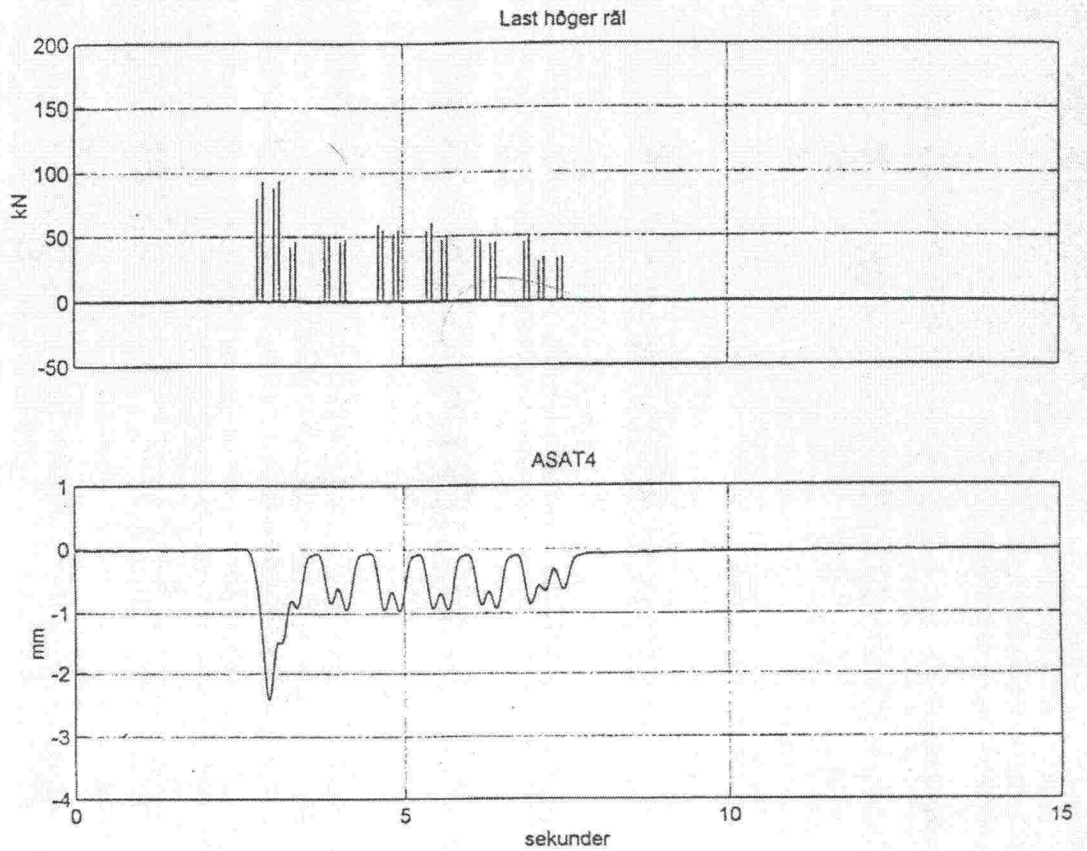
Figur 7.6 Deformationer under tågpassage.



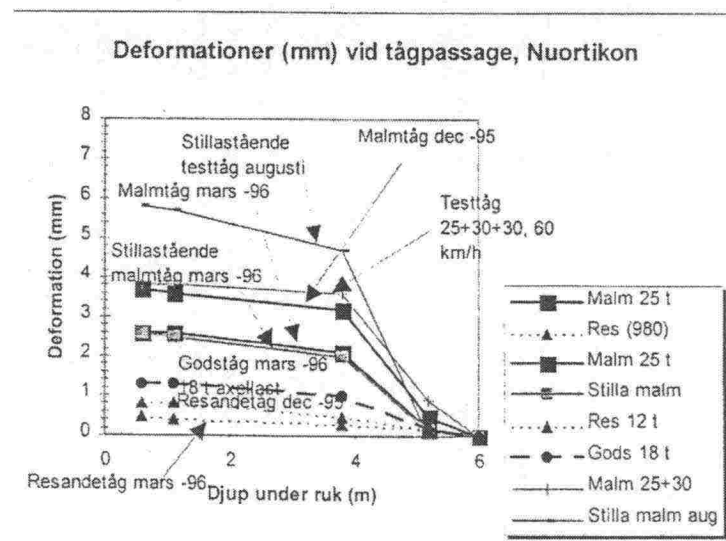
Figur 7.7 Portryck under spm vid tågstopp (30 tons axellast).



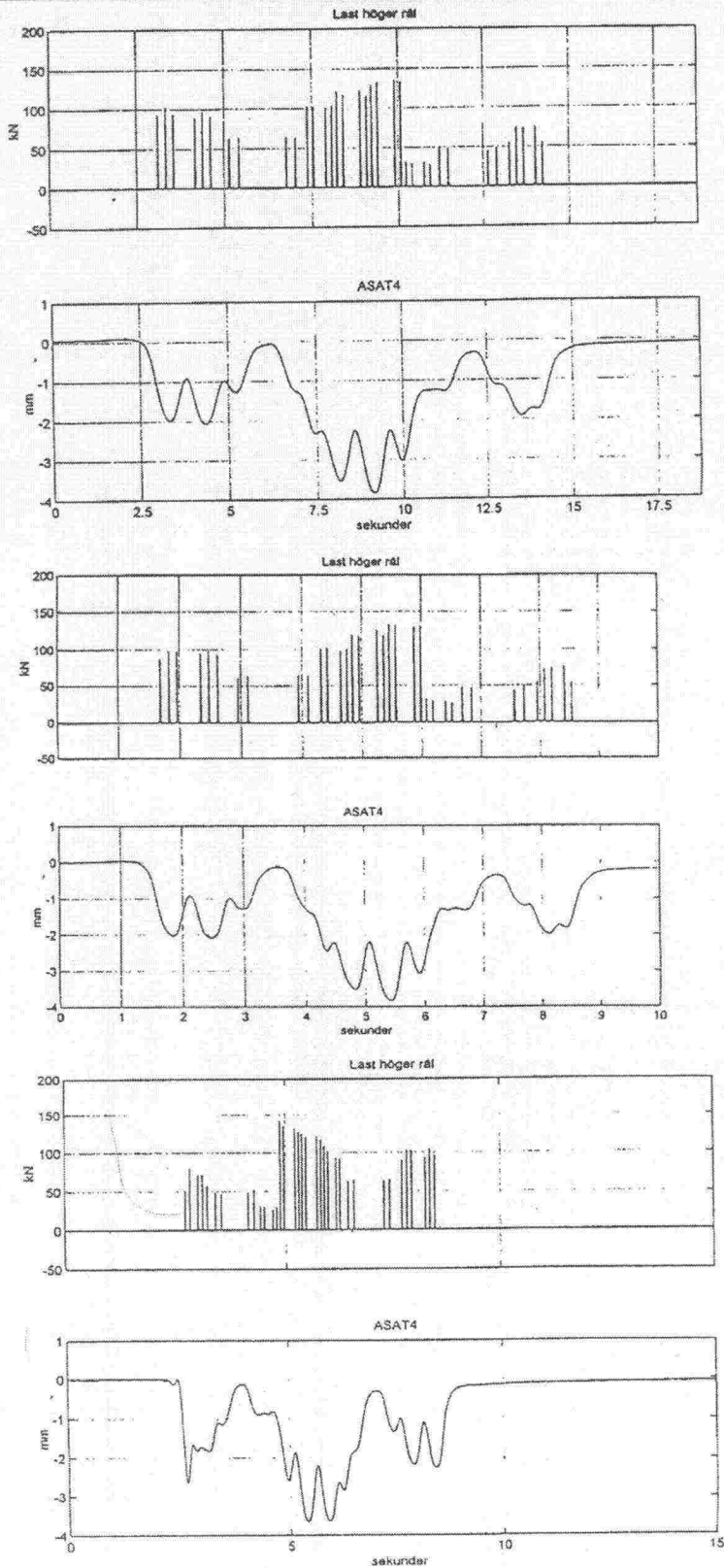
Figur 7.8 Större delen av lasten från de korta malmvagnarna orsakar en "statisk" last med ett litet cykliskt lasttillskott.



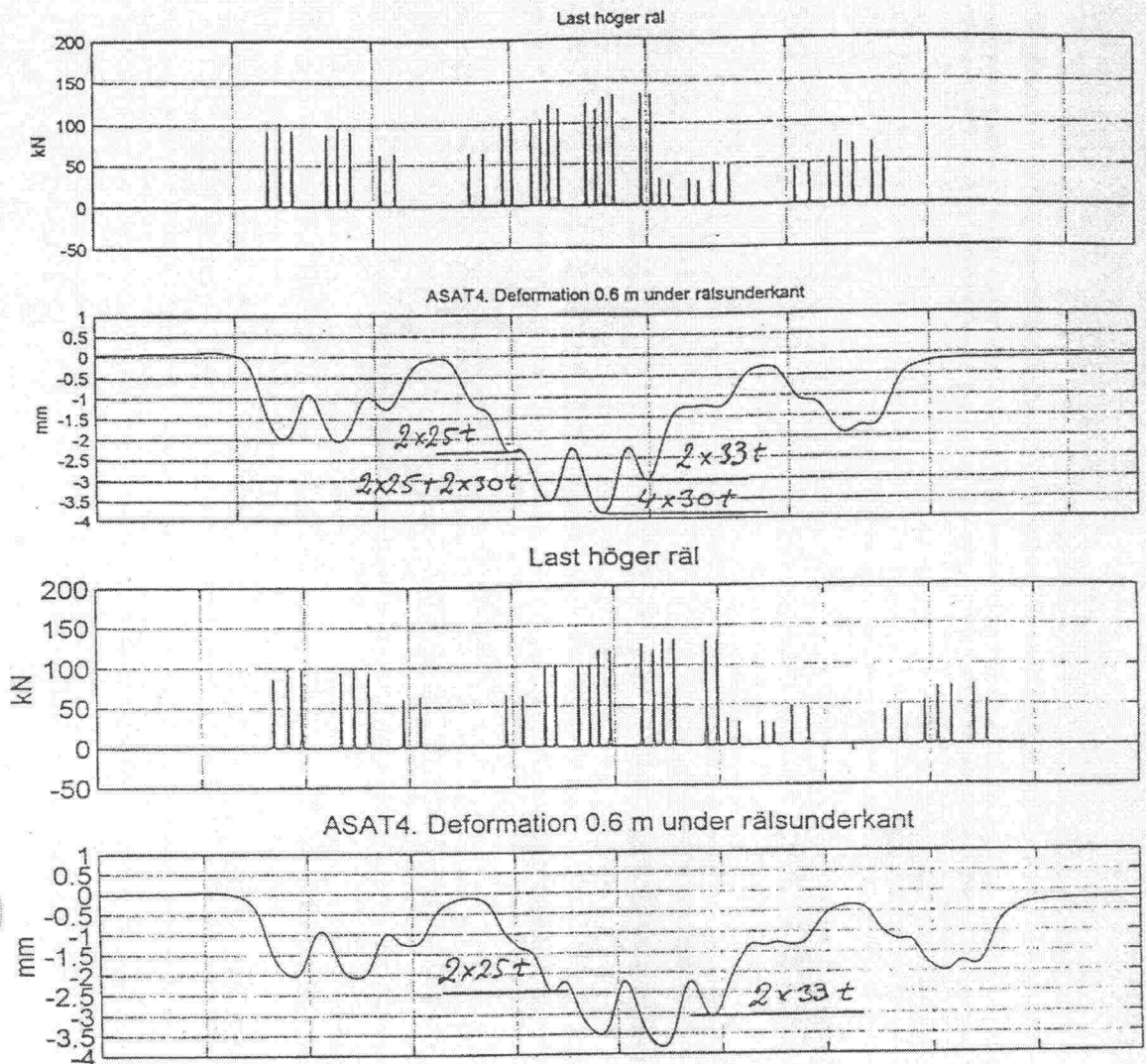
Figur 7.9 Förhållandevis stor andel deformation p g a cyklisk last vid de längre resandevagnarna.



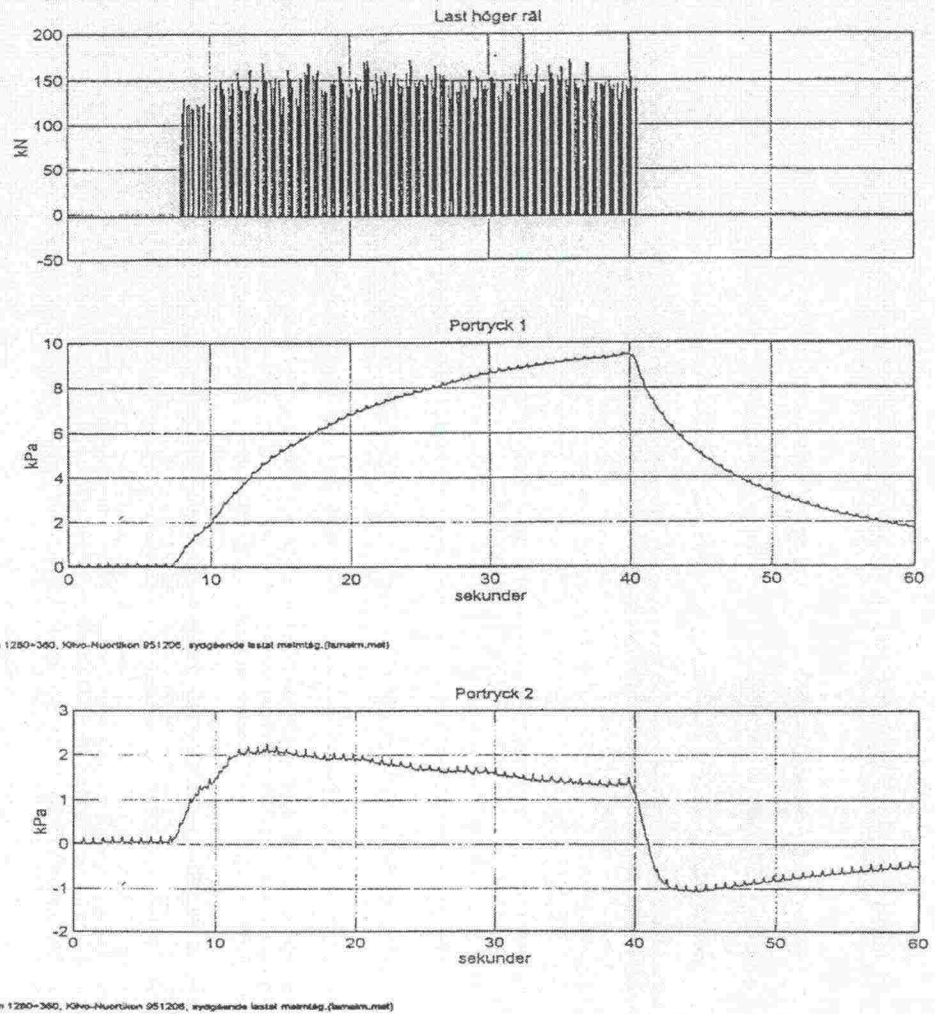
Figur 7.10 Sammanställning av några mätresultat.



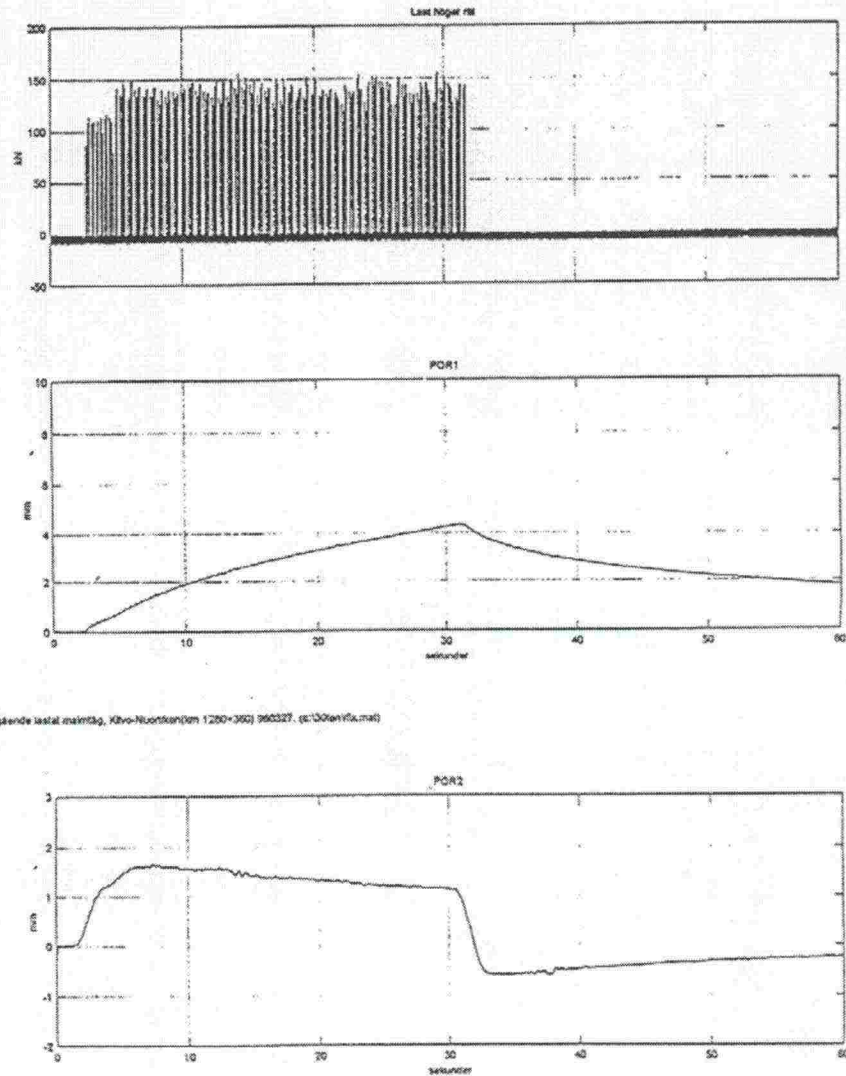
Figur 7.11 Tendens till mindre deformationer vid högre hastigheter (50, 60 och 70 km/h). Loken visar motsatt förhållande.



Figur 7.12 Ökning av deformation 20-30%, (0,6 m under ruk) vid ökad axellast.



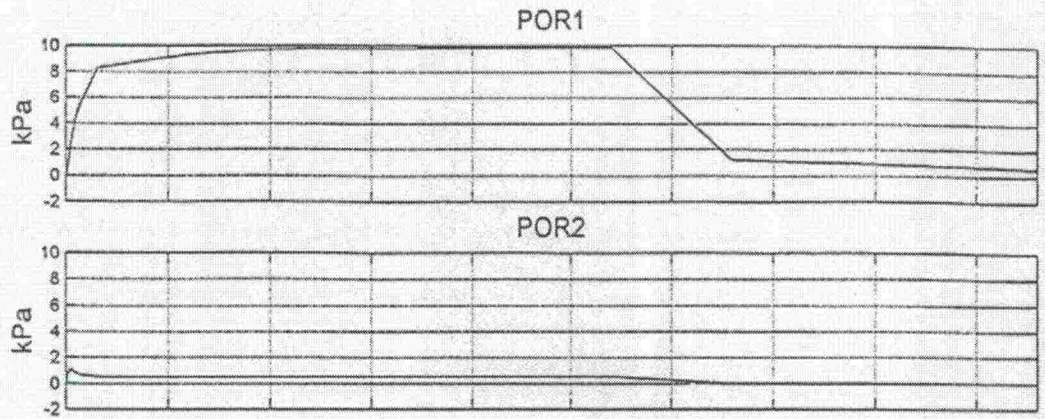
Figur 7.13 Portrycksökningar i torven vid passage med malm-tåg, december -95. Por 1 under spm, por 2 i höger 7 m. Störningen - taggarna - kommer från ett nätaggregat till PC:n.



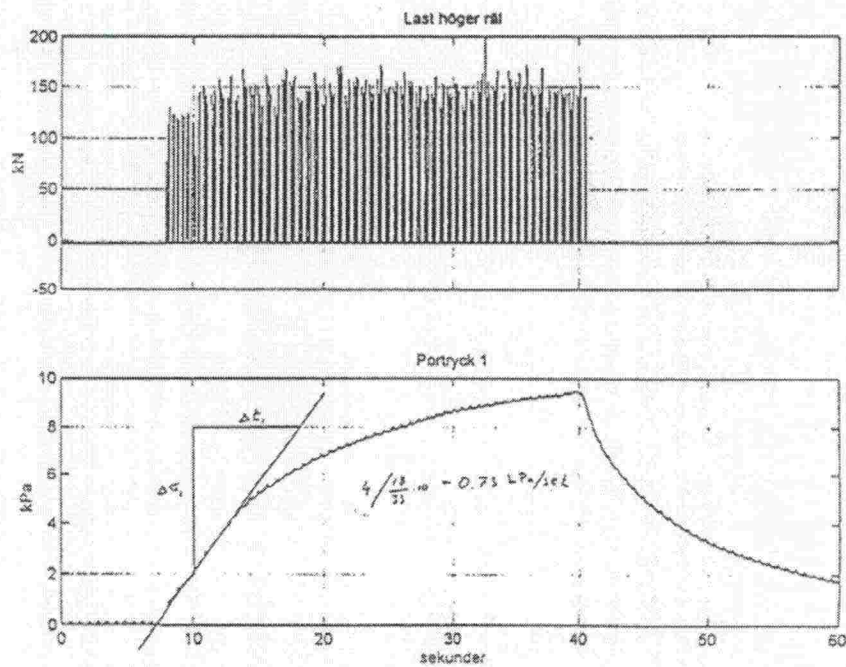
Stående last malm, Kåre-Nuortan (1200+360) 960327, (c:\30ton\fa.mat)

Stående last malm, Kåre-Nuortan (1200+360) 960327, (c:\30ton\fa.mat)

Figur 7.14 Portrycksökningar i torven vid passage med malm-tåg, mars -96.

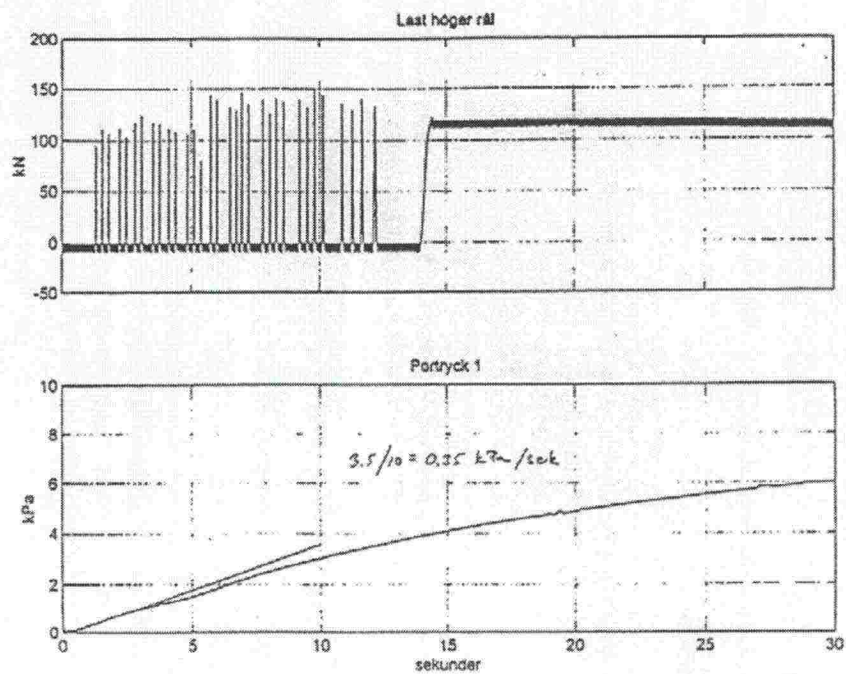


Figur 7.15 Portrycksvariationer vid statisk belastning.

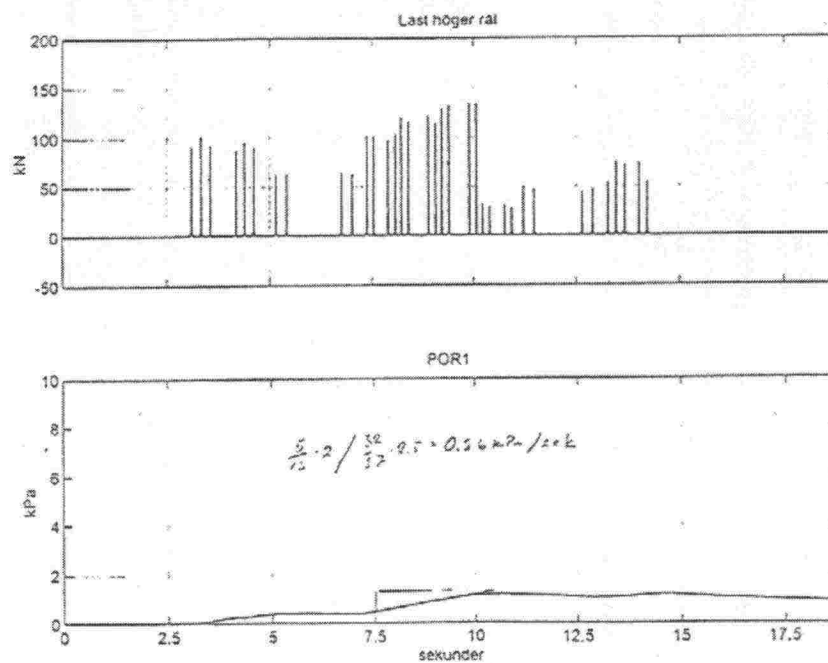


äm 1280-380, Kåre-Husrikken 951208, svagastande statisk mätutslag (barnum mal)

Figur 7.16 a Responstid vid olika mättillfällen under december.

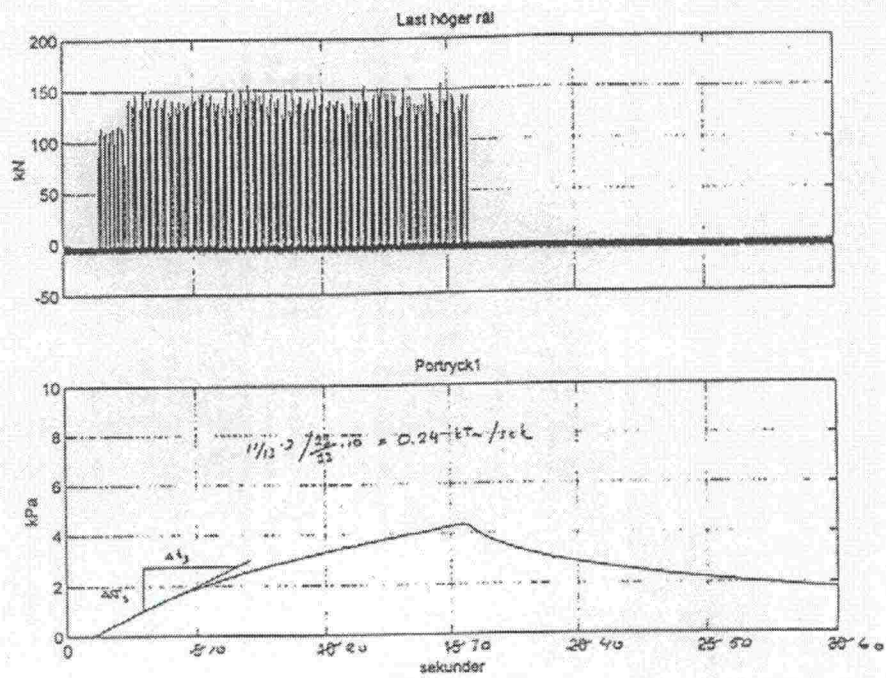


Tåg 9027, km 1280+360, Kåre-huvudban 900327, styglände last mätning. Tåget stannar på malmbanan (off.m).

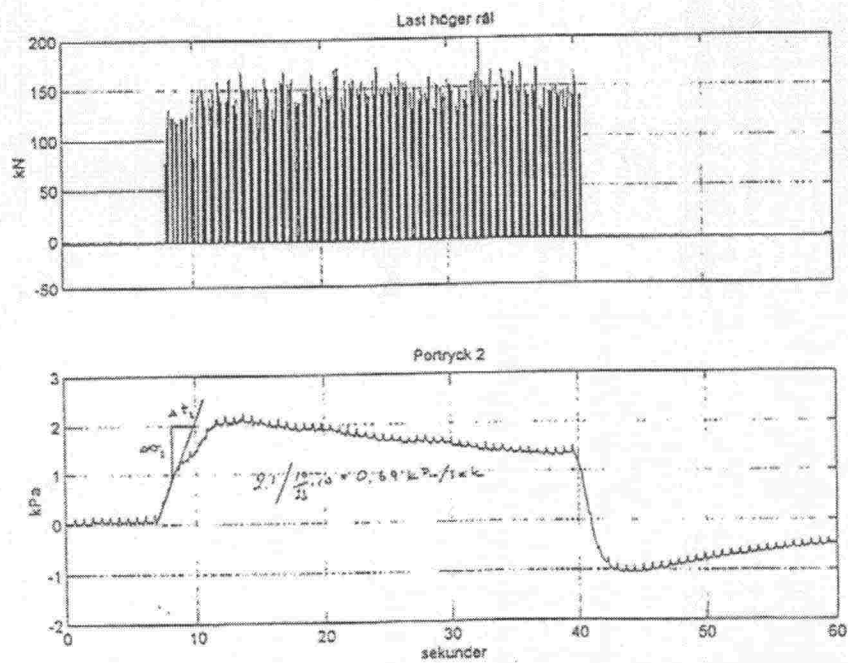


Hastigaste provtag, 50 km/h, STATION km 1280+360, Kåre-huvudban 900306 (K:\WSTDOC\30tonner\50uppl.mpl)

Figur 7.16 b,c Responstid vid olika mätillfällen under mars och augusti.

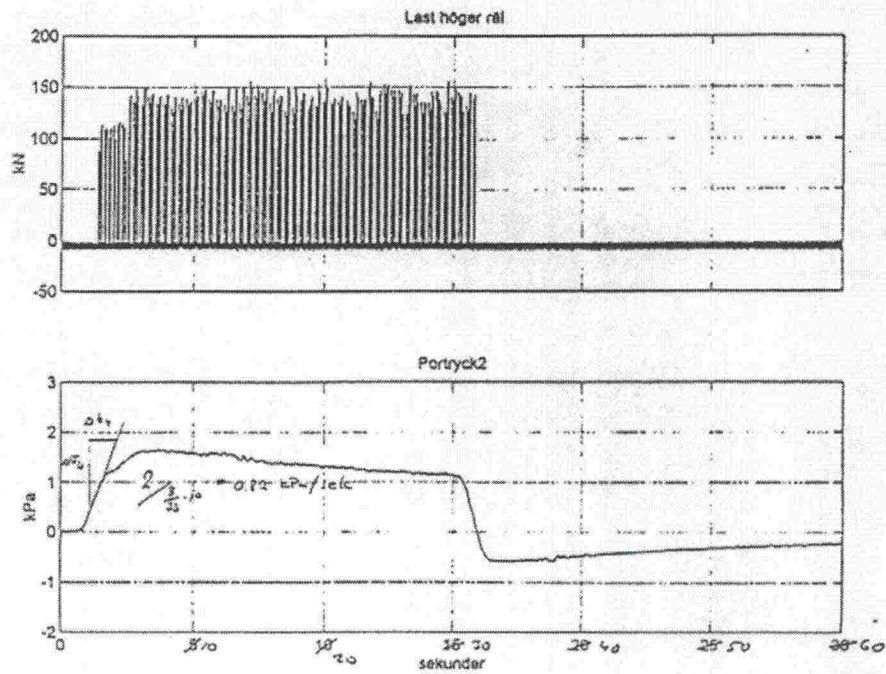


Tag 9956, km 1280+340, 10m-höjdhöjden 991127, tryckande last mätsteg (film)

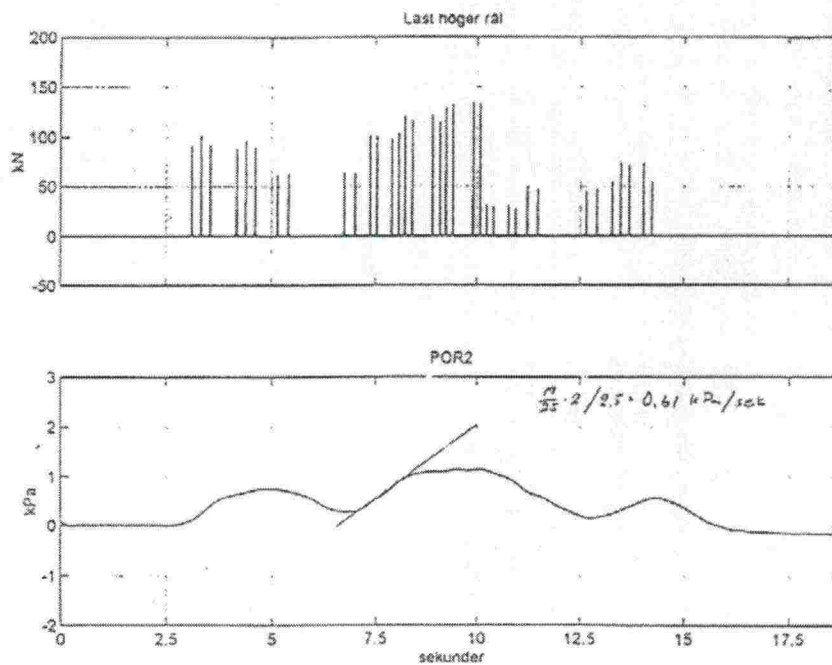


km 1280+340, 10m-höjdhöjden 951208, tryckande last mätsteg (film)

Figur 7.16 d,e Responstid vid olika mättillfällen under mars och december.

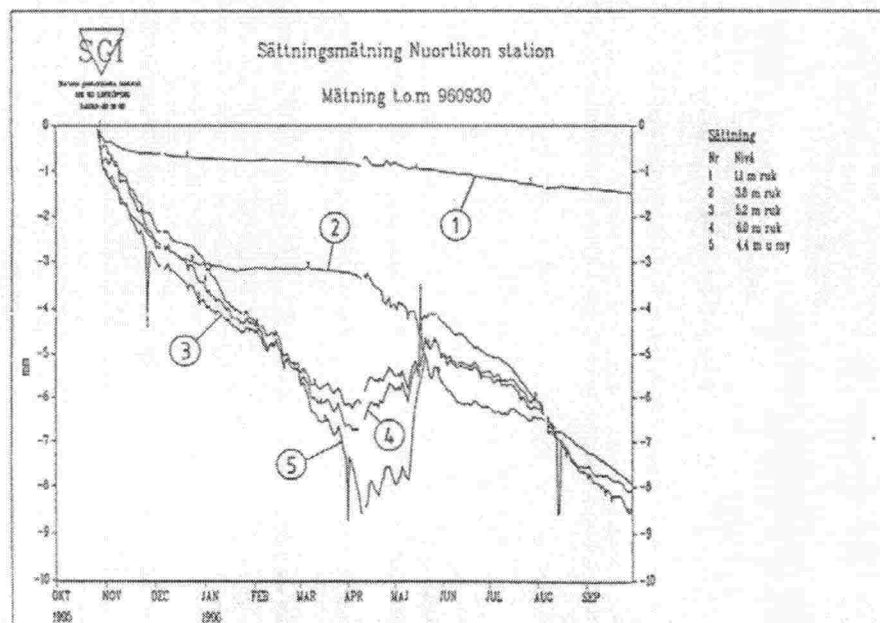


Tåg 9652, km 1280+380, Kåre-Husbyen 961227, cykelens last mätt (kPa/m)

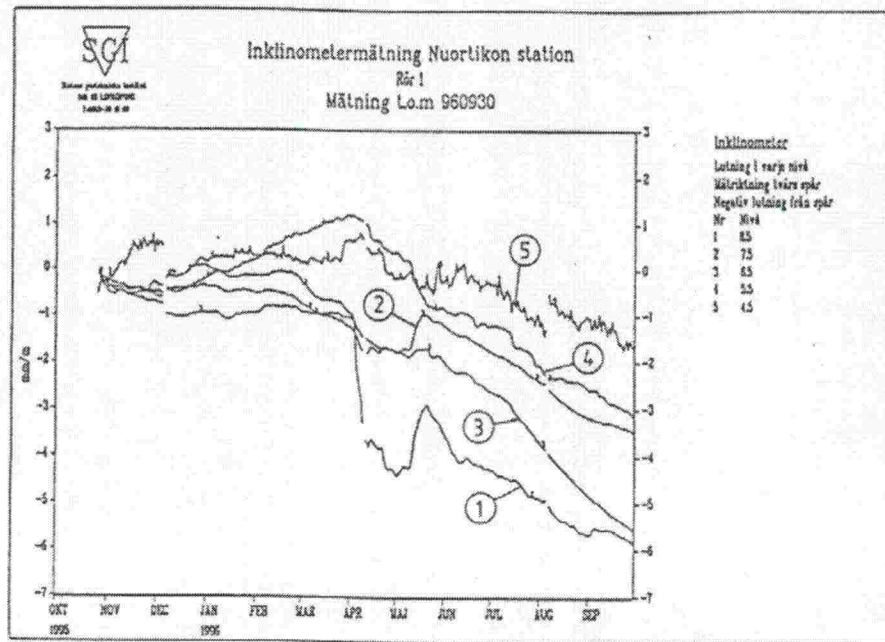


Härsländs anlägg, 50 km/h, STADION, km 1280+280, Kåre-Husbyen 960906, (Kåre-Husbyen 960906) (Kåre-Husbyen 960906)

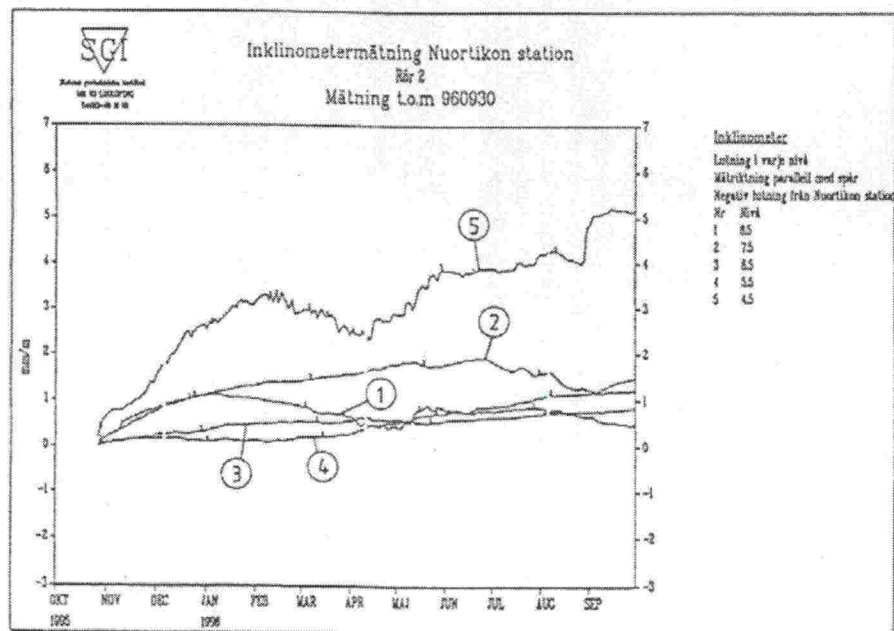
Figur 7.16 f,g Responstid vid olika mättillfällen under mars och augusti



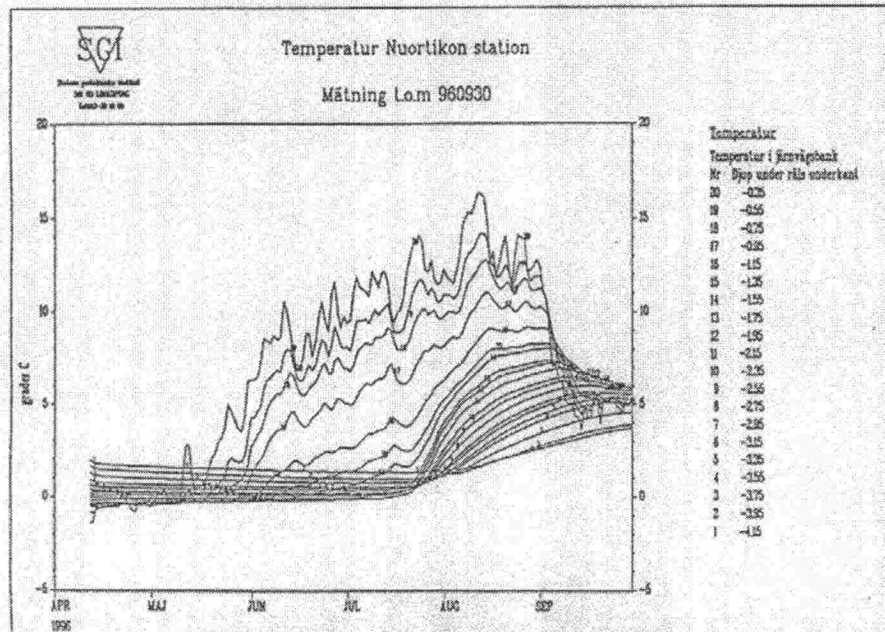
Figur 7.17 Redovisning av sättningsförlopp i spårmit (nr 1-4) och vid sidan av spåret (nr 5), oktober -95 - september -96.



Figur 7.18 Redovisning av horisontalrörelser tvärs spåret (nivå enligt figur 7.1), oktober -95 - september -96.



Figur 7.19 Redovisning av horisontalrörelser längs spåret (nivå enligt figur 7.1), oktober -95 - september -96.



Figur 7.20 Redovisning av temperaturer i jorden under spår-
mitt i sektion 1280+360, oktober -95 - september -96.

4 LABORATORIOKOERAPORTTI

4.1 Johdanto

Projektin *Ratapenkereiden vakavuuden laskenta tehokkailla parametreilla* tavoitteena on ollut selvittää, mistä eroavaisuudet tehokkaiden jännitysten ja suljetun tilan parametrien avulla laskettujen vakavuuksien välillä johtuvat. Tämän pohjalta on tavoitteena edelleen ollut ohjeistaa, miten vakavuus vanhojen ratapenkereiden alla tulisi laskea. Selvitykseen mukaan otettujen kohteiden laboratoriotutkimusten ensisijaisena tarkoituksena on ollut määrittää mahdollisimman ”oikeat” laskentaparametrit vertailulaskelmia varten. Tämän lisäksi kokeiden avulla on pyritty selvittämään eri koetapojen ja näytteenottopaikkojen vaikutusta koetuloksiin.

Tutkimuksessa on ollut tarkasteltavana seuraavat kolme kohdetta: Kotka–Kouvola, Tampere–Seinäjoki ja Turku–Uusikaupunki. Jokaisesta kohteesta on otettu näytteitä suoraan ratapenkereen alta sekä sen vierestä. Näytteiden tunnuksat on esitetty taulukossa 1. Kohteesta Kotka–Kouvola otettiin ylimääräinen näytesarja, koska ensimmäisen sarjan näytteiden arveltiin olevan selvästi häiriintyneitä.

Taulukko 1. Näytteiden tunnuksat

Kohde	Sijainti
Kotka–Kouvola	PL 236+415 KL
	PL 236+429 KL
	PL 236+420 vas. 20 m
	PL 236+425 vas. 20 m
Kotka–Kouvola uudet näytteet	PL 236+420/101 oik. 4,5 m
	PL 236+420/102 oik. 4,5 m
	PL 236+420/103 vas. 20 m
	PL 236+420/104 vas. 20 m
Tampere–Seinäjoki	PL 312 + 964 /20 KL
	PL 312 + 964 /21 KL
	PL 312+964 vas. 20 m
	PL 312+950 vas. 15 m
Turku–Uusikaupunki	PL 222+600/17 KL
	PL 222+600/20 KL
	PL 222+600/1 vas. 20 m
	PL 222+600/6 vas. 20 m

Kohteiden maanäytteiden perusominaisuudet määritettiin luokituskokeiden avulla. Näiden lisäksi tehtiin ödometrikokeita ja kattava kolmiakksiaalikoehjelma. Laboratorio-kokeiden tulokset on esitetty kahdessa erillisessä kansiossa. Kansion 1 sisältö on esitetty taulukossa 2 ja kansion 2 taulukossa 3. Tähän raporttiin on koottu yhteen-
vetomaisesti tärkeimmät tulokset, sekä niistä tehdyt johtopäätökset.

Taulukko 2. Kansio 1:n sisältö

1	Kohteen Kotka–Kouvola PL 236+415 KL luokituskokeiden ja CRS-ödometri- kokeiden tulokset
2	Kohteen Kotka–Kouvola PL 236+429 KL luokituskokeiden ja CRS- ödometrikokeiden tulokset
3	Kohteen Kotka–Kouvola PL 236+420 vas. 20 m. luokituskokeiden ja CRS- ödometrikokeiden tulokset
4	Kohteen Kotka–Kouvola PL 236+425 vas. 20 m. luokituskokeiden ja CRS- ödometrikokeiden tulokset
5	Kohteen Tampere–Seinäjoki 20 KL luokituskokeiden ja CRS-ödometrikokeiden tulokset
6	Kohteen Tampere–Seinäjoki 312+964 vas. 20 m. luokituskokeiden ja CRS- ödometrikokeiden tulokset
7	Kohteen Turku–Uusikaupunki 222+600/17 KL luokituskokeiden ja CRS- ödometrikokeiden tulokset
8	Kohteen Turku–Uusikaupunki 222+600/1 vas. 20 m. luokituskokeiden ja CRS- ödometrikokeiden tulokset
9	Kohteen Turku–Uusikaupunki 222+600/6 vas. 20 m. CRS-ödometrikokeiden tulokset
10	Portaittaisten ödometrikokeiden tulokset
11	Kohteen Kotka–Kouvola uusittujen CRS-ödometrikokeiden tulokset
12	Kohteen Kotka–Kouvola 236 + 420 oik. 4,5 m. (uudet näytteet) CRS-ödometri- kokeiden tulokset
13	Kohteen Kotka–Kouvola 236 + 420 vas. 20 m. (uudet näytteet) CRS-ödometri- kokeiden tulokset

Taulukko 3. Kansio 2:n sisältö

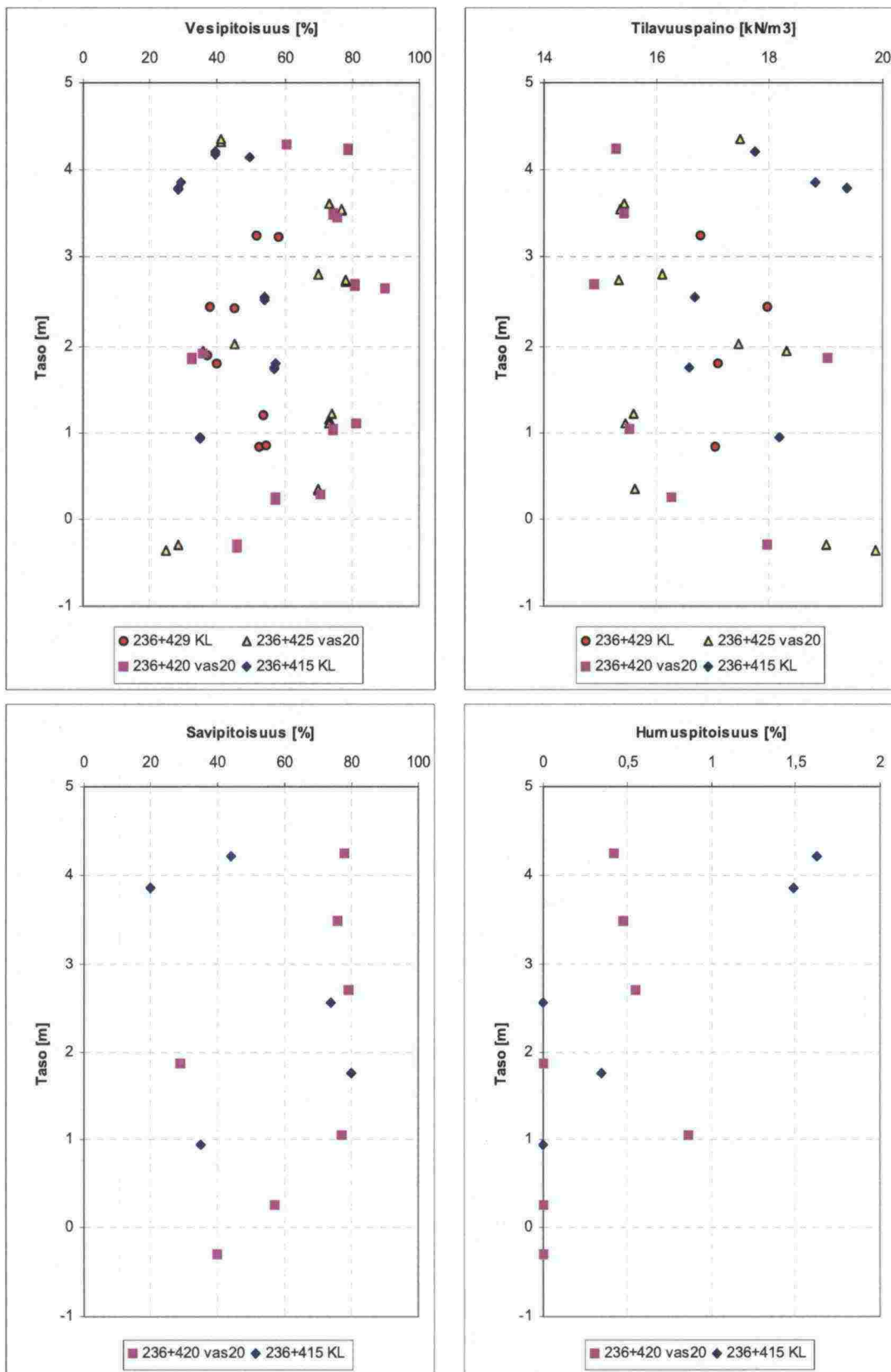
1	KK1; Kohteen Kotka–Kouvola tason 1 anisotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
2	KK1; Kohteen Kotka–Kouvola tason 1 isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
3	KK2; Kohteen Kotka–Kouvola tason 2 anisotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
4	KK2; Kohteen Kotka–Kouvola tason 2 isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
5	TS1; Kohteen Tampere–Seinäjoki tason 1 anisotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
6	TS1; Kohteen Tampere–Seinäjoki tason 1 isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
7	TS2; Kohteen Tampere–Seinäjoki tason 2 anisotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
8	TS2; Kohteen Tampere–Seinäjoki tason 2 isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
9	TU1; Kohteen Turku–Uusikaupunki tason 1 anisotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
10	TU1; Kohteen Turku–Uusikaupunki tason 1 isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset
11	TU2; Kohteen Turku–Uusikaupunki tason 2 anisotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset (TKK)
12	TU2; Kohteen Turku–Uusikaupunki tason 2 isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset (TKK)
13	TU3; Kohteen Turku–Uusikaupunki tason 3 anisotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset (TKK)
14	TU3; Kohteen Turku–Uusikaupunki tason 3 isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset (TKK)
15	Vetokokeiden tulokset
16	Kohteen Kotka–Kouvola 236 + 420 oik. 4,5 m. ja 236 + 420 vas. 20 m (uudet näytteet) uusittujen isotrooppisten kolmiaksiaalikokeiden tulokset

4.2 Luokituskokeiden tulokset

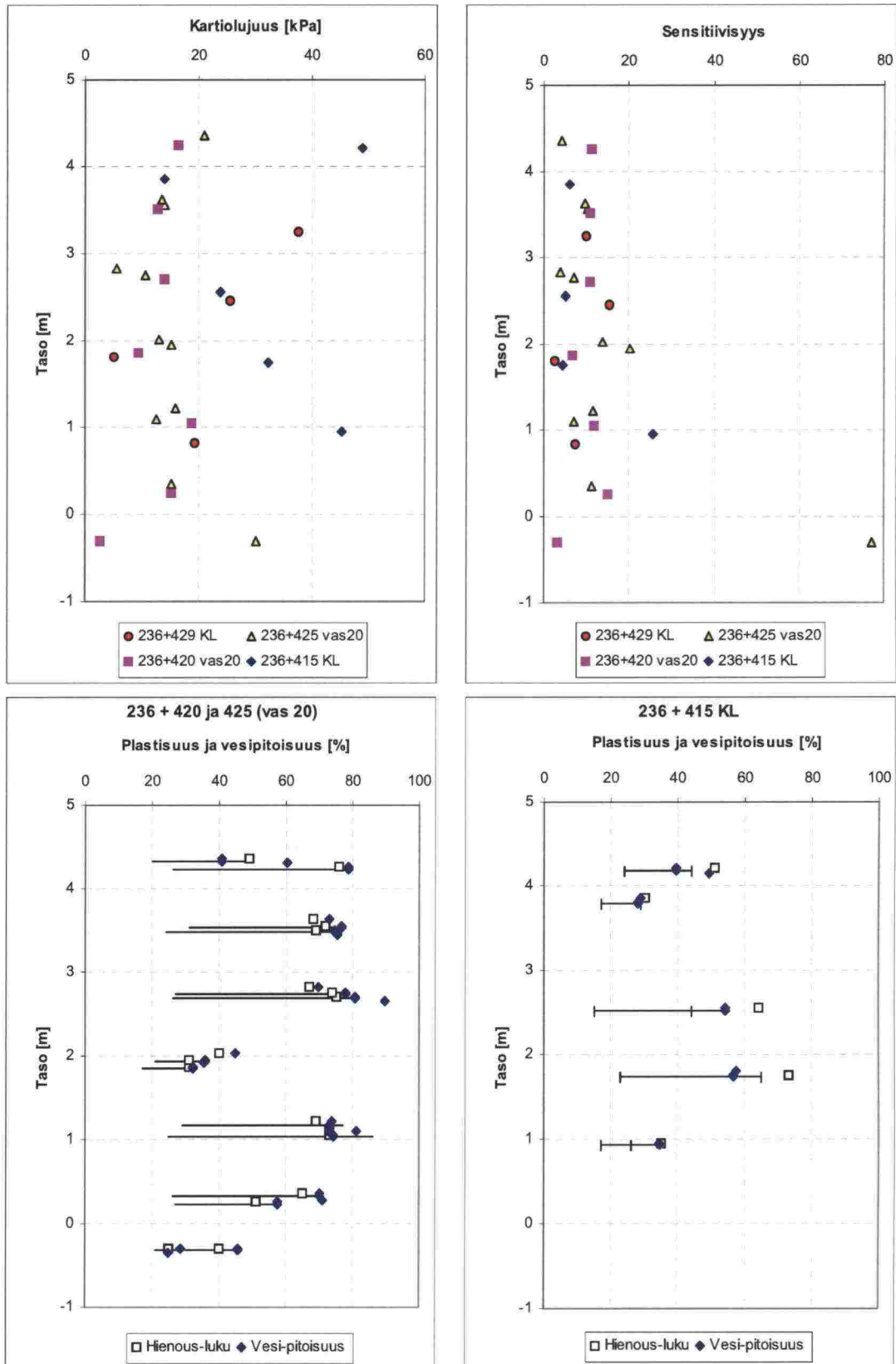
Luokituskokeita tehtiin joka kohteessa yhden metrin välein sekä penkereen alta, että vierestä otetuille näytteille. Näytteille tehtiin seuraavat määritykset:

- tilavuuspaino
- vesipitoisuus
- rakeisuus
- kiintotiheys
- plastisuusrajat
- humuspitoisuus
- kartioleikkauslujuus.

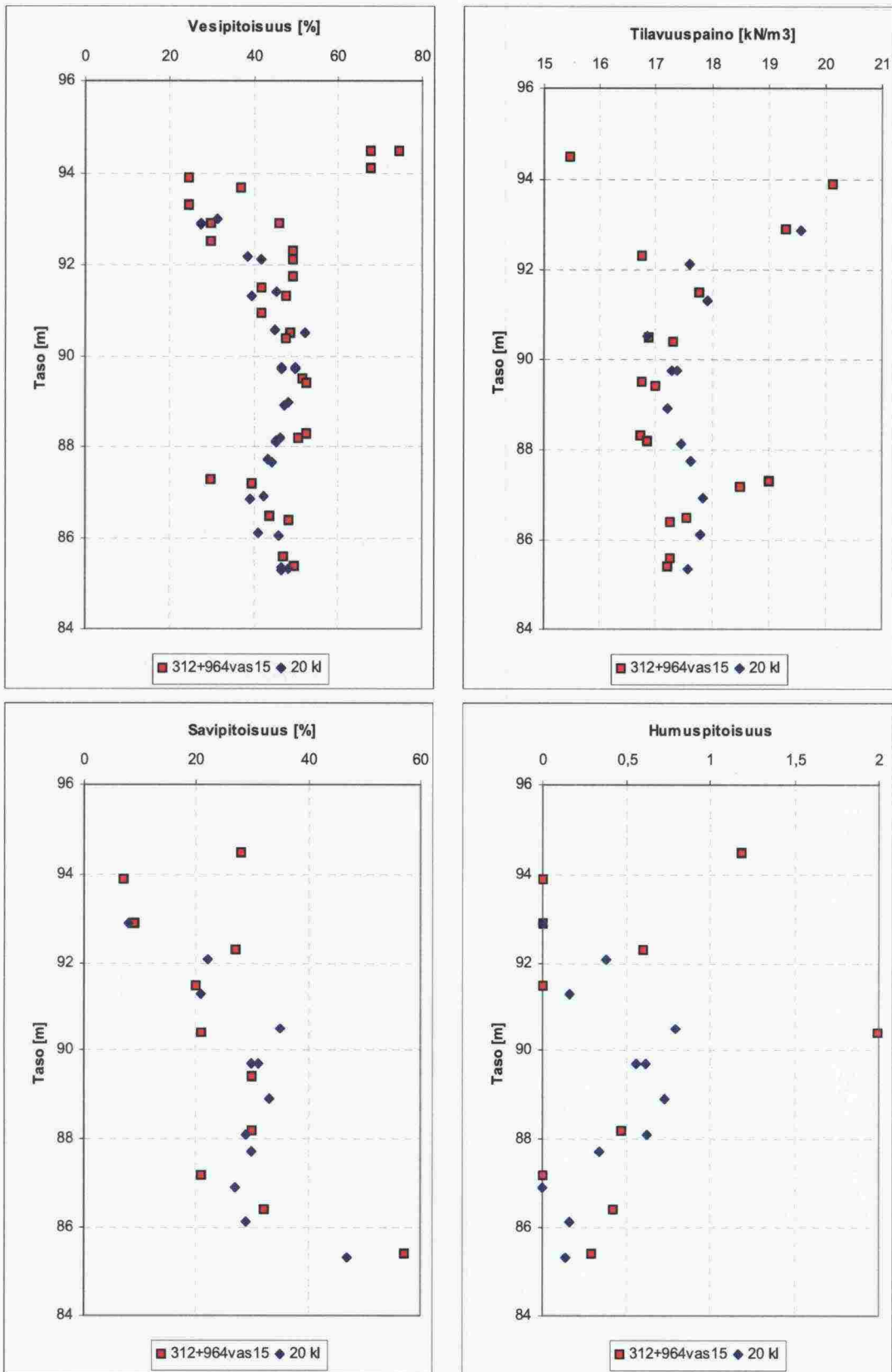
Luokituskokeiden tulokset on esitetty kansiossa 1. Yhteenveto luokituskokeiden tuloksista on esitetty kuvissa 1–6.



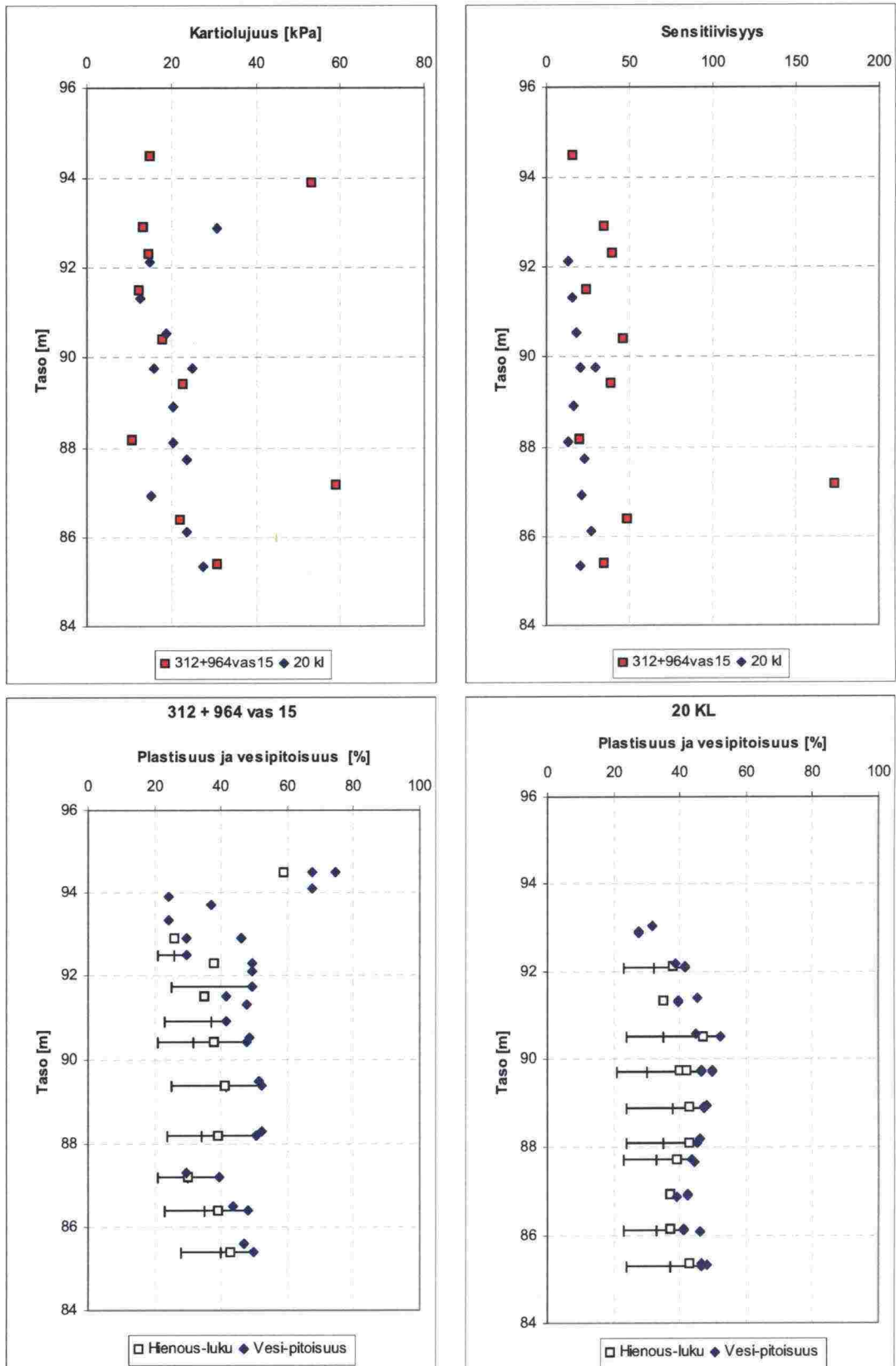
Kuva 1. Kohteen Kotka-Kouvola vesipitoisuus, tilavuuspaino, savipitoisuus ja humuspitoisuus.



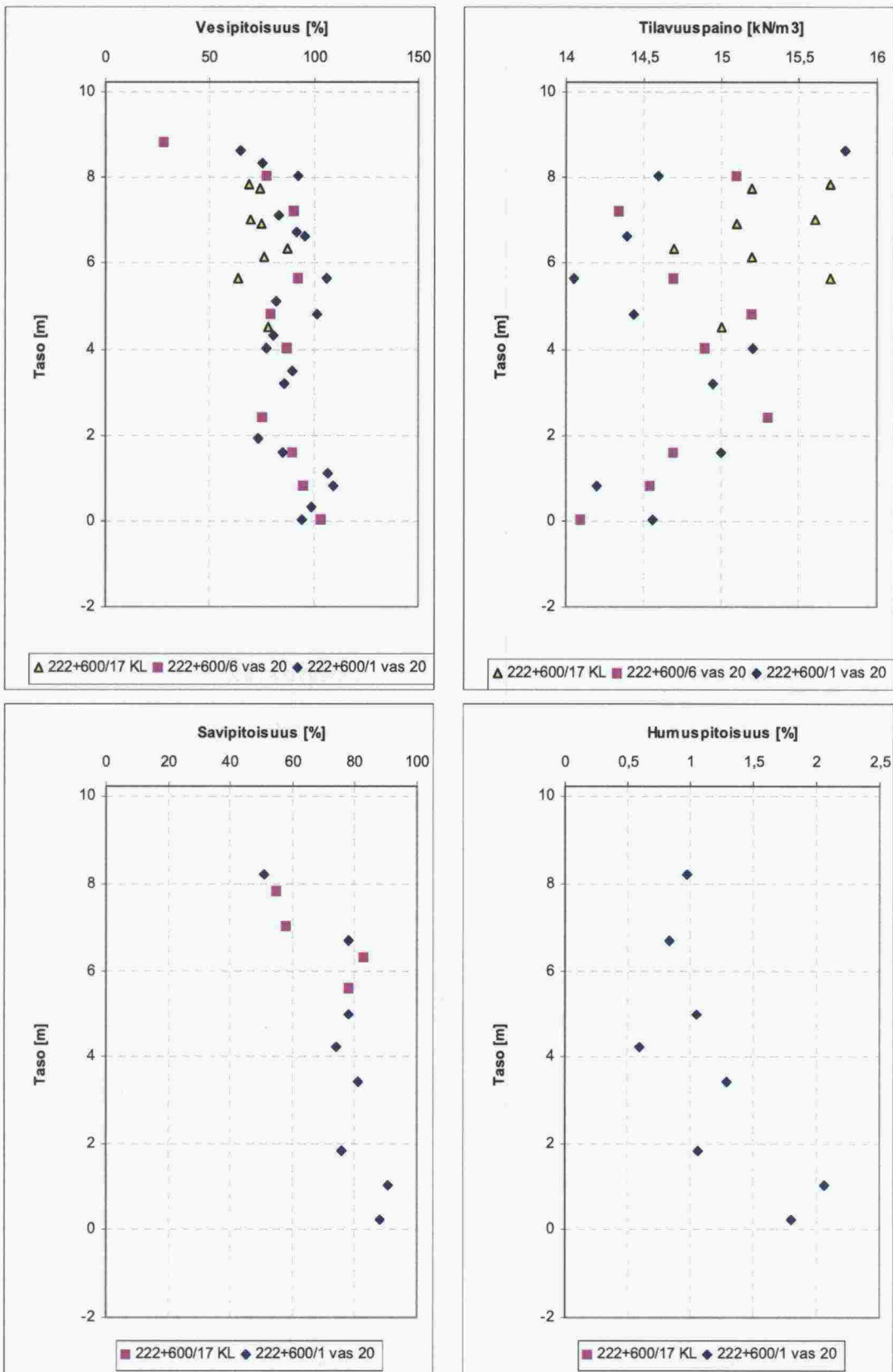
Kuva 2. Kohteen Kotka–Kouvola kartiolujuus, sensitiivisyys sekä plastisuus-ominaisuudet.



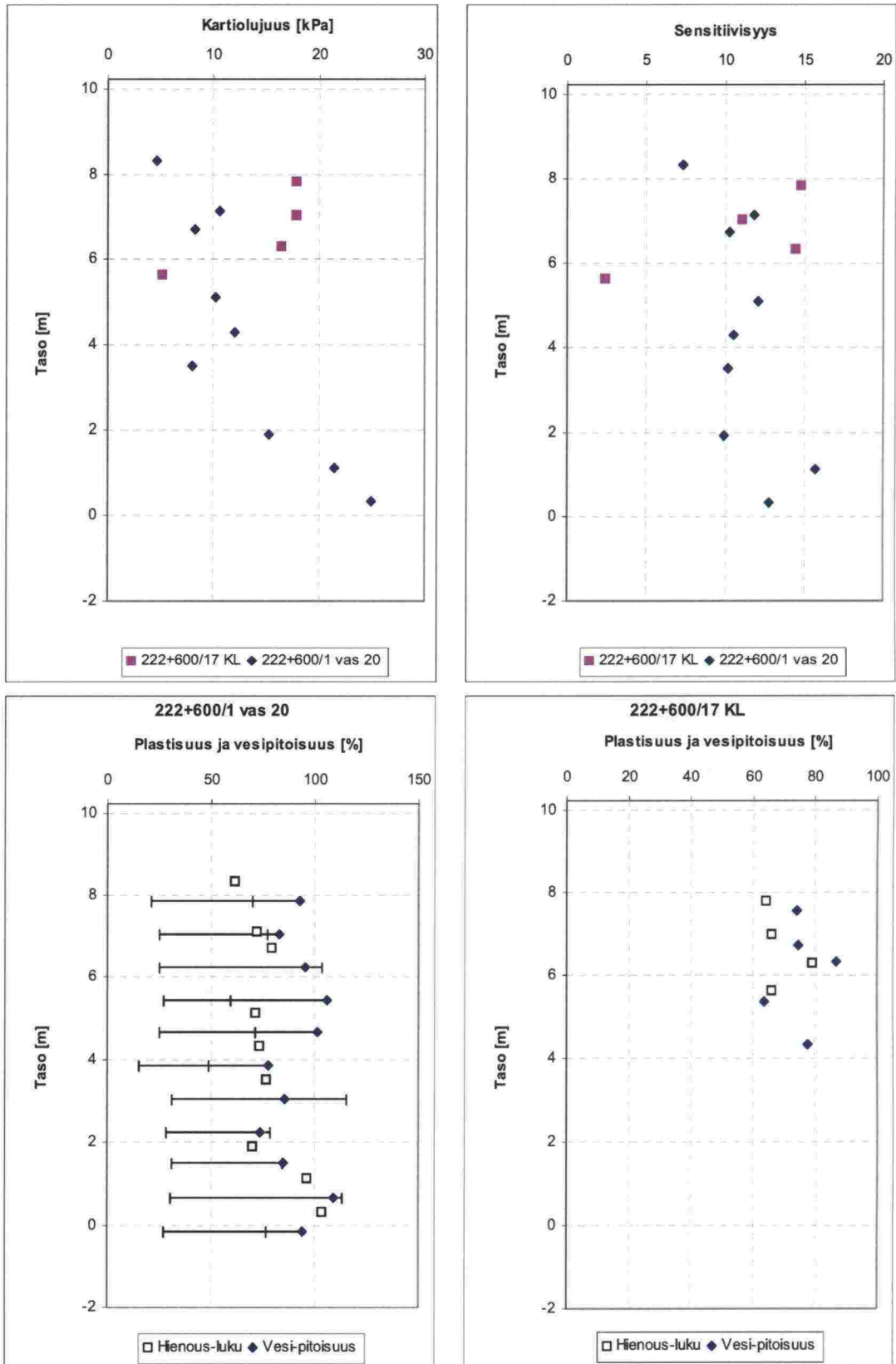
Kuva 3. Kohteen Tampere–Seinäjoki vesipitoisuus, tilavuuspaino, savipitoisuus ja humuspitoisuus.



Kuva 4. Kohteen Tampere–Seinäjoki kartiolujuus, sensitiivisyys sekä plastisuus-ominaisuudet.



Kuva 5. Kohteen Turku–Uusikaupunki vesipitoisuus, tilavuuspaino, savipitoisuus ja humuspitoisuus.

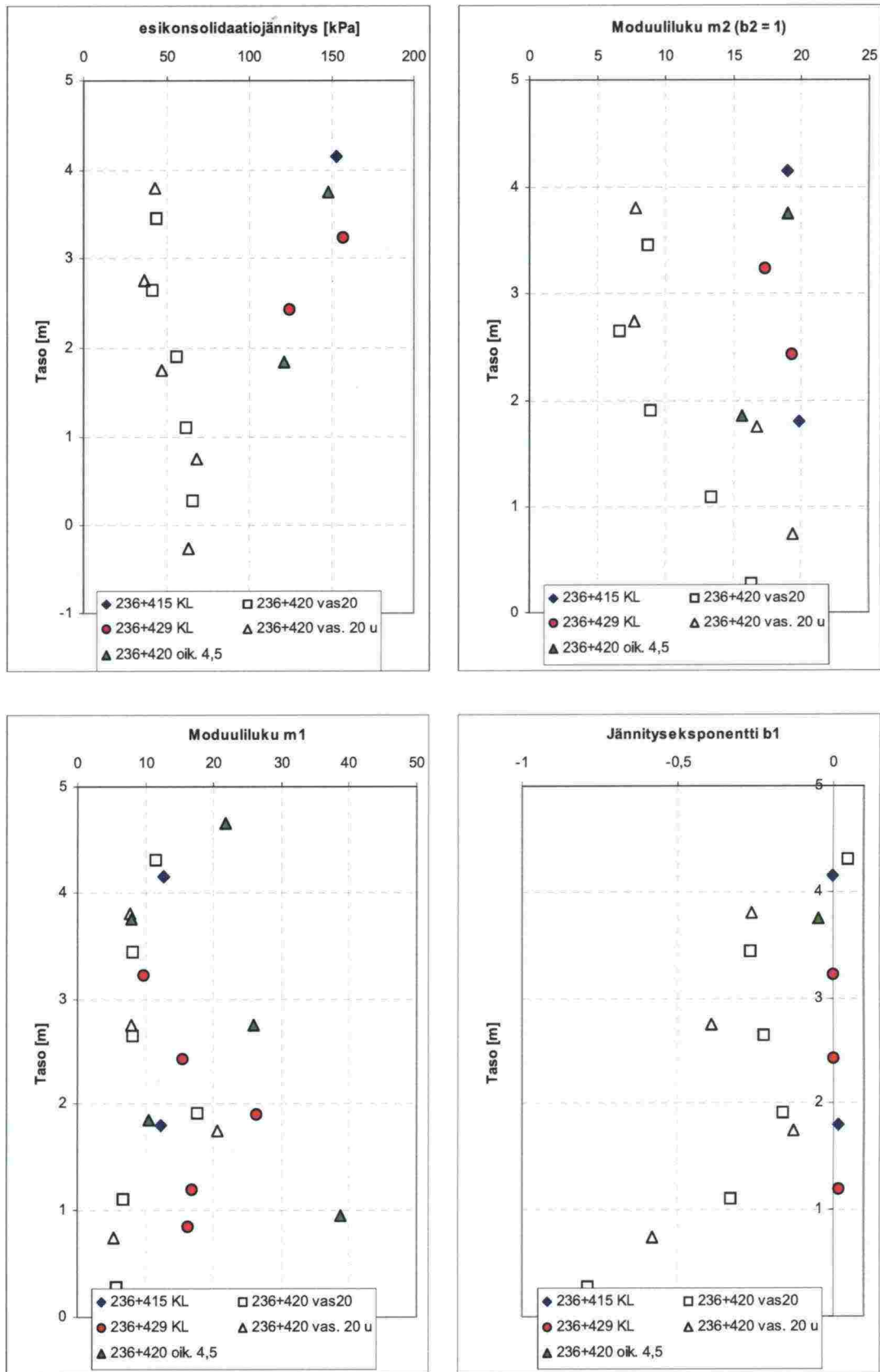


Kuva 6. Kohteen Turku–Uusikaupunki kartiolujuus, sensitiivisyys sekä plastisuus-ominaisuudet.

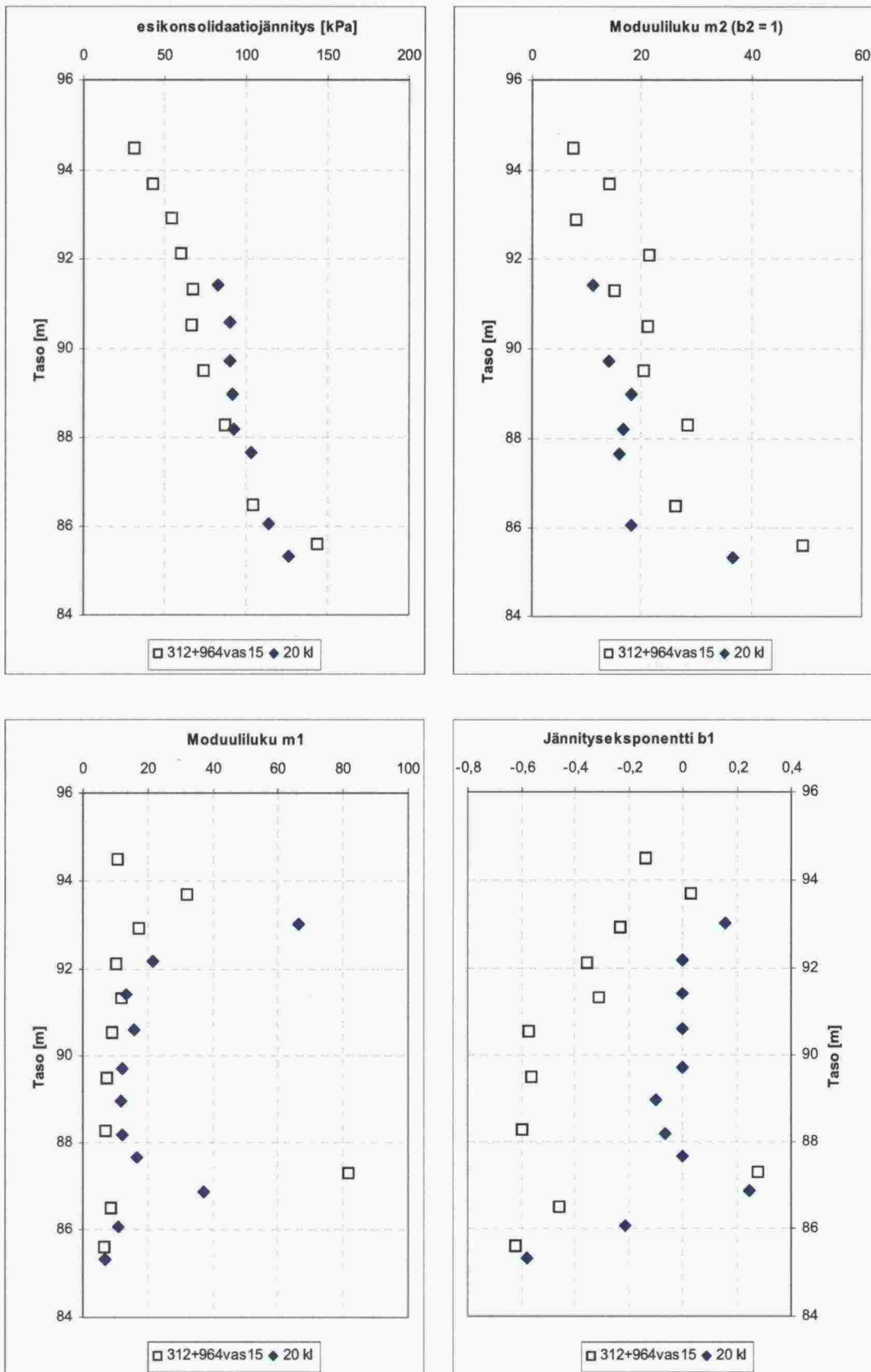
4.3 Ödometrikokeet

Ödometrikokeita tehtiin yhden metrin välein sekä penkereen alta että vierestä otetuille näytteille. Kokeet tehtiin CRS-kokeina käyttäen muodonmuutosnopeutena 0,0015 mm/min (0,6 %/h, näytekorkeus 15 mm). CRS-kokeiden lisäksi jokaisesta maakerroksesta, josta tehtiin kolmiaksiaalikokeita, tehtiin myös yksi portaittainen ödometrikoe käyttäen yhden vuorokauden pituisia kuormitusportaita.

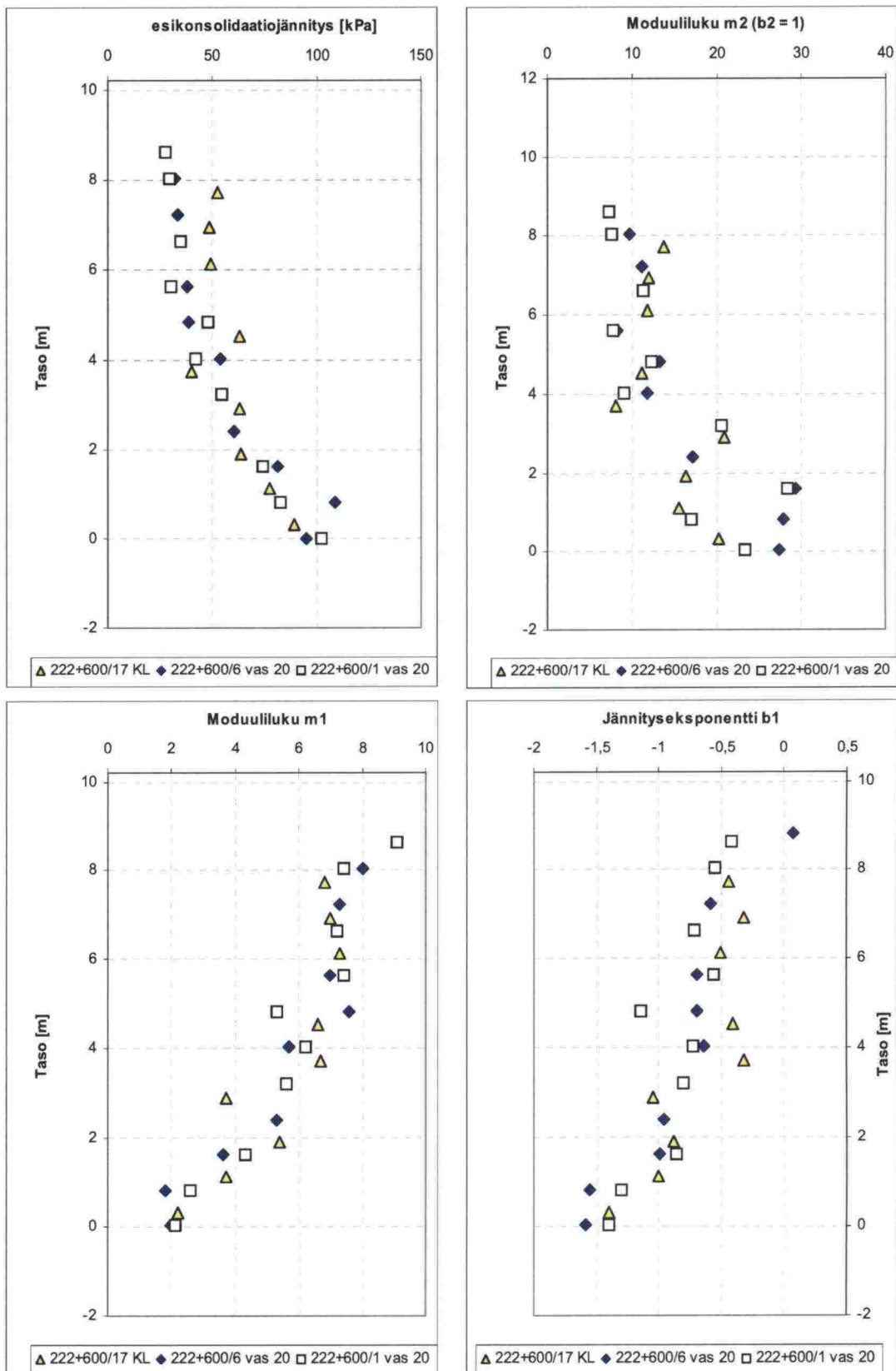
Ödometrikokeiden tulokset on esitetty kansiossa 1. Yhteenveto ödometrikokeiden tuloksista on esitetty kuvissa 7–9. Kokeista määritetyt kriittisen tilan parametrit on esitetty kansiossa 1.



Kuva 7. Kohteen Kotka-Kouvola ödometrikokeiden tulokset.



Kuva 8. Kohteen Tampere–Seinäjoki ödometrikokeiden tulokset.



Kuva 9. Kohteen Turku–Uusikaupunki ödometrikokeiden tulokset.

4.4 Kolmiaksiaalikokeet

4.4.1 Yleistä

Kolmiaksiaalikokeiden ensisijainen tarkoitus oli lujuusparametrien määrittäminen käsittämällä sekä normaalikonsolidoituneen alueen tehokkaiden lujuusparametrien määrittämisen että in-situ-jännitystilaa vastaavan suljetun leikkauslujuuden määrittämisen. Tämän lisäksi kokeilla tutkittiin eri koetapojen ja näytteenottopaikkojen vaikutusta koetuloksiin. Lujuusparametrien lisäksi määritettiin maan lepopainekertoimen arvo yhdellä kokeella tutkittavaa maakerrosta kohden. Anisotrooppisesti konsolidoiduista kokeista määritettiin myös muodonmuutosparametrit. Ensisijaisena muodonmuutosparametrien määrittäytapana käytettiin kuitenkin ödometrikoetta.

Kokeista käytetään seuraavaa merkintätapaa: Paikka+kerros +koodi, missä paikka on kyseisen tutkimuspaikan lyhenne (KK, TS tai TU), kerros on maakerroksen numero (vain maakerrokset joista tehdään kolmiaksiaalikokeita) ja koodi on koetavan tunnus.

Koetapojen tunnuksina käytetään seuraavia lyhenteitä;

PAA	= näyte Penkereen Alta, Anisotrooppinen konsolidointi
PAI	= näyte Penkereen Alta, Isotrooppinen konsolidointi
PVA	= näyte Penkereen Vierestä, Anisotrooppinen konsolidointi
PVI	= näyte Penkereen Vierestä, Isotrooppinen konsolidointi

Kokeiden tulokset on koottu kansioon 2. Tässä raportissa esitetään yhteenveto kolmiaksiaalikokeiden tuloksista, sekä niistä tehdyt johtopäätökset.

4.4.1.1 Penkereen alta tehdyt kokeet

Penkereen alta otetuille näytteille tehtiin seuraavat, anisotrooppisesti konsolidoidut kokeet:

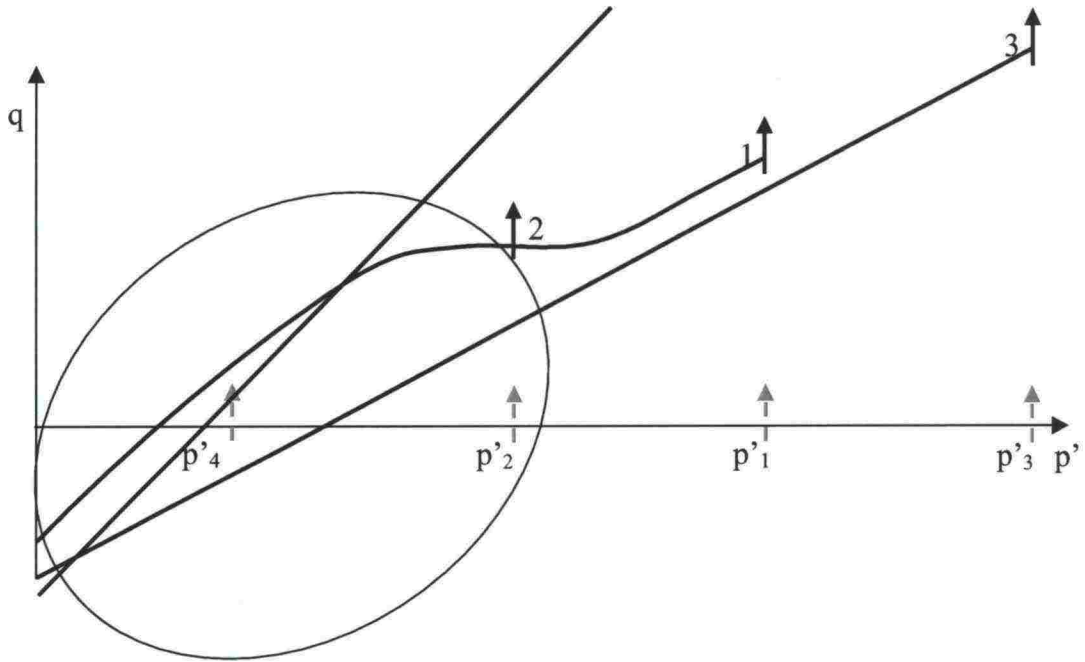
1. PAA1. CK₀UC-koe eli K₀-konsolidoitu suljettu koe
2. PAA2. CAUC-koe, konsolidoidaan anisotrooppisesti in-situ jännitystilaan
3. PAA3. CAUC-koe, anisotrooppinen konsolidointi suurempaan jännitystilaan

Isotrooppisesti konsolidoituja kolmiaksiaalikokeita penkereen alta otetuille näytteille tehtiin neljä kappaletta. Kolme koetta konsolidoitiin anisotrooppisten kokeiden hydrostaattisia konsolidointijännityksiä vastaaviin sellipaineisiin. Näiden lisäksi tehtiin yksi koe, joka leikataan selvästi ylikonsolidoituneella alueella.

Kokeiden numerointi:

1. PAI1 konsolidoidaan isotrooppisesti sellipaineeseen = p'_1 (PAA1)
2. PAI2 konsolidoidaan isotrooppisesti sellipaineeseen = p'_2 (PAA2)
3. PAI3 konsolidoidaan isotrooppisesti sellipaineeseen = p'_3 (PAA3)
4. PAI4 konsolidoidaan isotrooppisesti pieneen sellipaineeseen

Penkereen alta otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksiaalikokeiden periaatteelliset konsolidointivaiheen jännityspolut on esitetty kuvassa 10.



Kuva 10. Penkereen alta otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden periaatteelliset konsolidointitilat.

4.4.1.2 Penkereen vierestä tehdyt kokeet

Penkereen vierestä otetuille näytteille tehtiin seuraavat, anisotrooppisesti konsolidoidut kokeet:

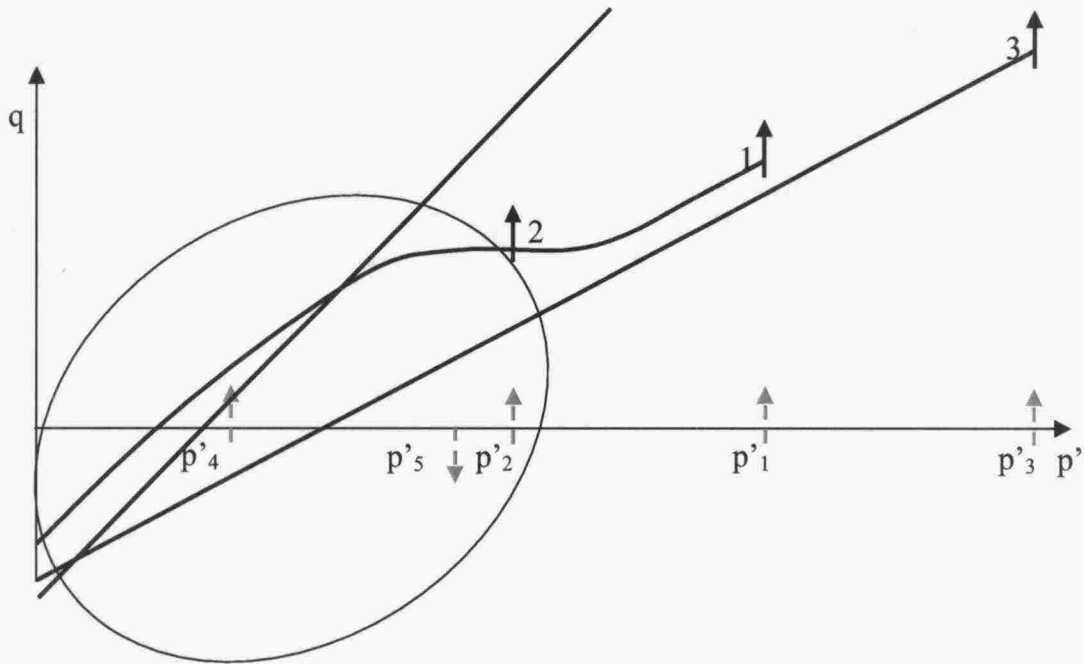
1. PVA1. CK0UC-koe eli K_0 -konsolidoitu suljettu koe
2. PVA2. CAUC-koe, konsolidoidaan anisotrooppisesti jännitystilaan joka on lähellä insitu myötöpintaa
3. PVA4. CAUC-koe, anisotrooppinen konsolidointi suurempaan jännitystilaan

Isotrooppisesti konsolidoituja kolmiaksaalikokeita penkereen alta otetuille näytteille tehtiin viisi kappaletta. Kolme koetta konsolidoitiin sellipaineisiin jotka vastaavat anisotrooppisten kokeiden hydrostaattisia konsolidointijännityksiä. Tämä lisäksi tehtiin yksi koe, joka leikattiin selvästi ylikonsolidoituneella alueella ja yksi koe joka leikattiin passiivikokeena.

Kokeista on käytetty seuraavaa numerointia:

1. PVI1 konsolidoidaan isotrooppisesti sellipaineeseen $= p'1$ (PVA1)
2. PVI2 konsolidoidaan isotrooppisesti sellipaineeseen $= p'2$ (PVA2)
3. PVI3 konsolidoidaan isotrooppisesti sellipaineeseen $= p'3$ (PVA3)
4. PVI4 konsolidoidaan isotrooppisesti pieneen sellipaineeseen
5. PVI5 konsolidoidaan isotrooppisesti sellipaineeseen $p'5 \approx p'2$, koe leikataan passiivipuolella.

Penkereen vierestä otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden periaatteelliset konsolidointivaiheen jännityspolut on esitetty kuvassa 11.



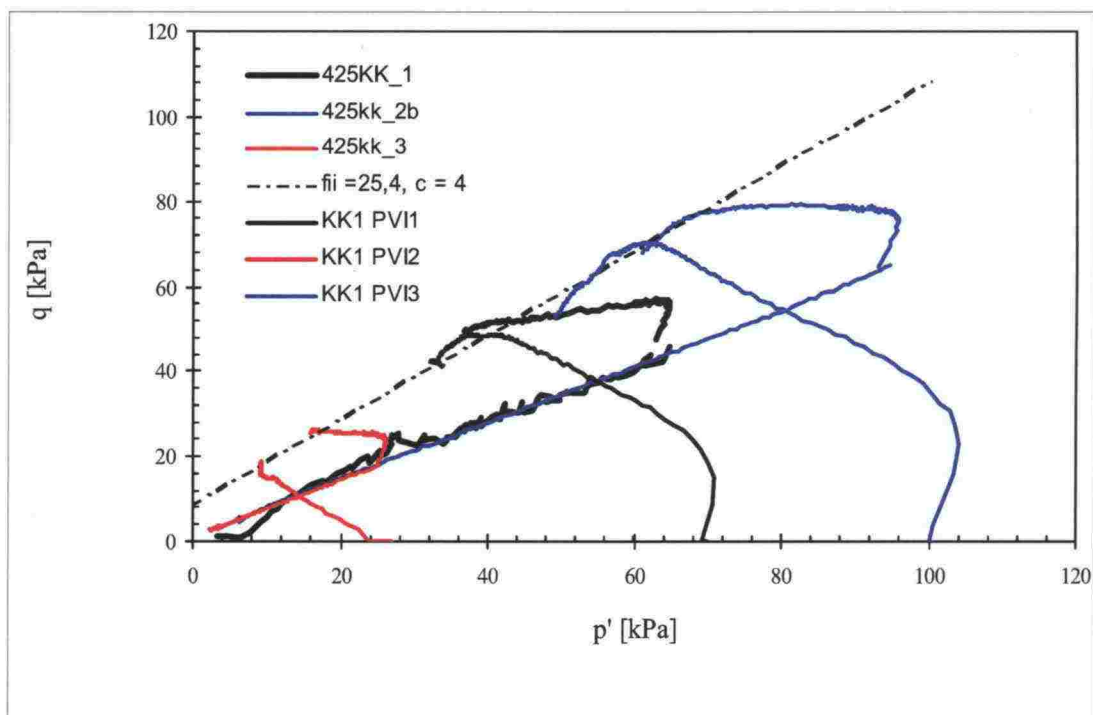
Kuva 11. Penkereen vierestä otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden periaatteelliset konsolidointitilat.

4.4.2 Tehokkaat lujuusparametrit

4.4.2.1 Kotka-Kouvola-kohteen tehokkaat lujuusparametrit

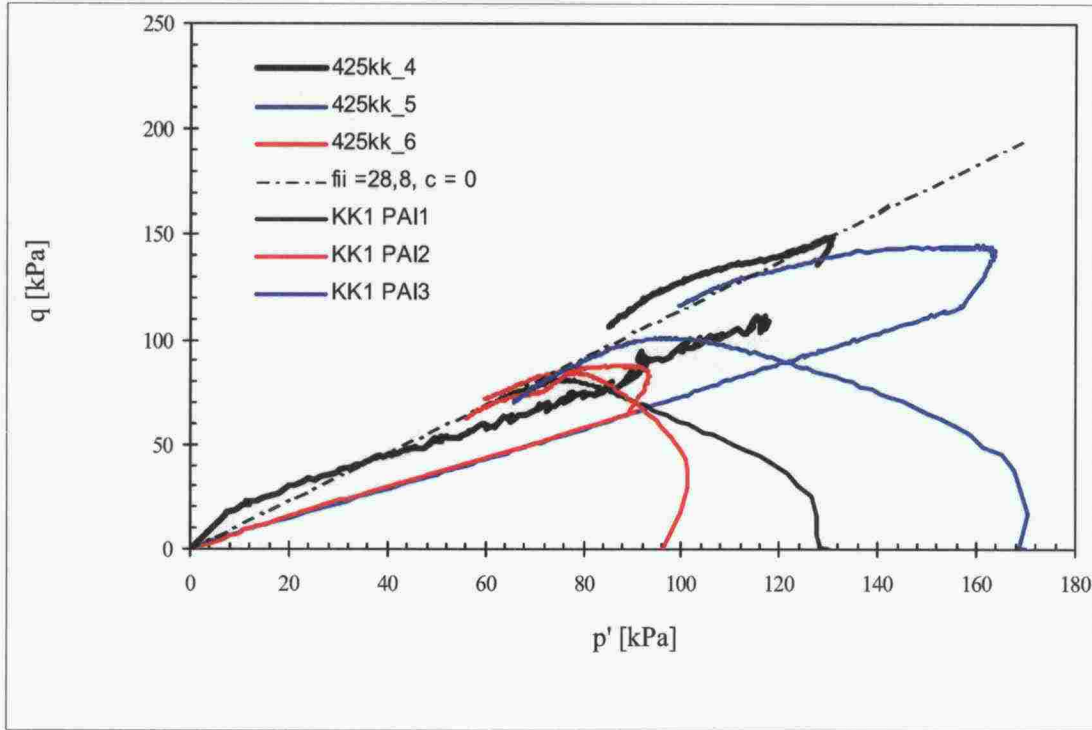
Kotka-Kouvola-kohteesta lujuusparametrit määritettiin kahdesta eri maakerroksesta. Maakerros 1 (KK1) vastaa tasoväliä 2,5–3,5 ja maakerros 2 (KK2) tasoväliä 0,3–1,5.

Maakerroksen 1 penkereen vierestä otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat p' - q koordinaatistossa on esitetty kuvassa 12. Kuvasta näkyy, että kaikki tulokset asettuvat lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\varphi = 25,4^\circ$ ja koheesiota $c = 4$ kPa. On kuitenkin syytä huomata, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Tämän rajalujuuden jälkeen muutokset ovat tapahtuneet lähinnä huokosvedenpaineessa, kunnes lopullinen murtosuora on saavutettu. Tätä lujuuden raja-arvoa kutsutaan vastedes huokospainerajaksi. Huokospainerajaa vastaava lujuus on tässä tapauksessa $\varphi = 22,8^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



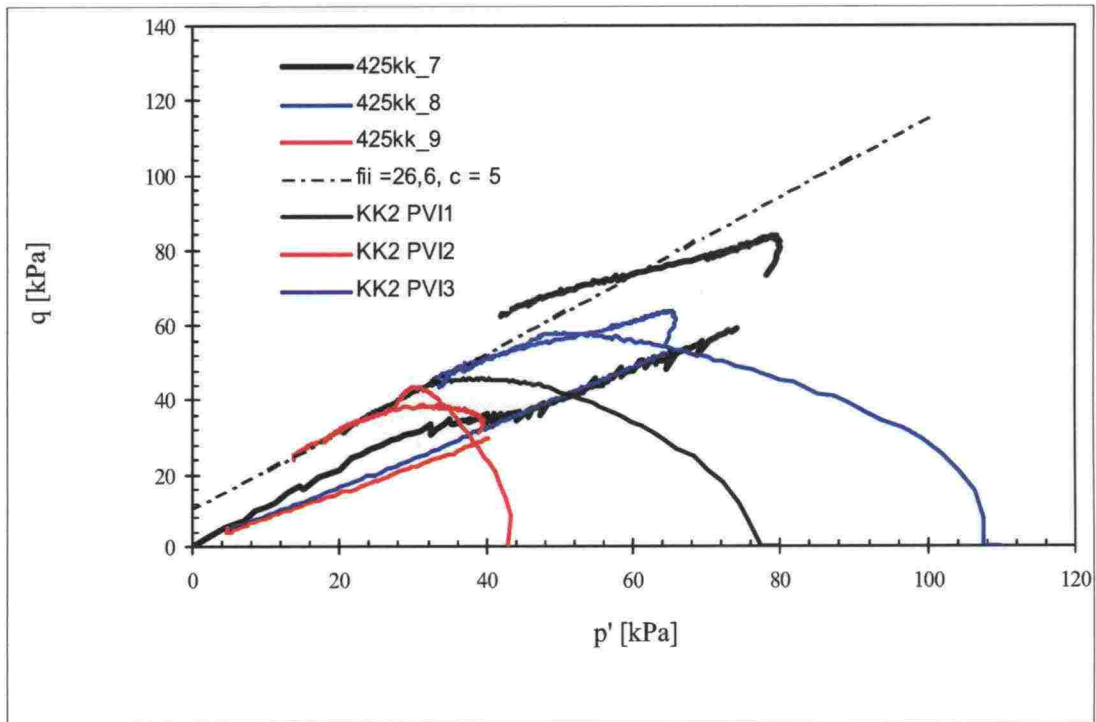
Kuva 12. Kohteen Kotka-Kouvola penkereen vierestä otetuille, tasovälin 2,8–3,2 näytteille (KK1 PV) tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaaja.

Maakerroksen 1 penkereen alta otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksoalikkokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 13. Kuvasta näkyy, että tulokset pääosin asettuvat lopulta samalla murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\varphi = 28,8^\circ$ ja koheesiota $c = 0$ kPa. Myös nyt voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Tämän rajalujuuden jälkeen muutokset ovat tapahtuneet lähinnä huokosvedenpaineessa, kunnes lopullinen murtosuora on saavutettu. Huokospainerajaa vastaava lujuus on tässä tapauksessa $\varphi = 23,2^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



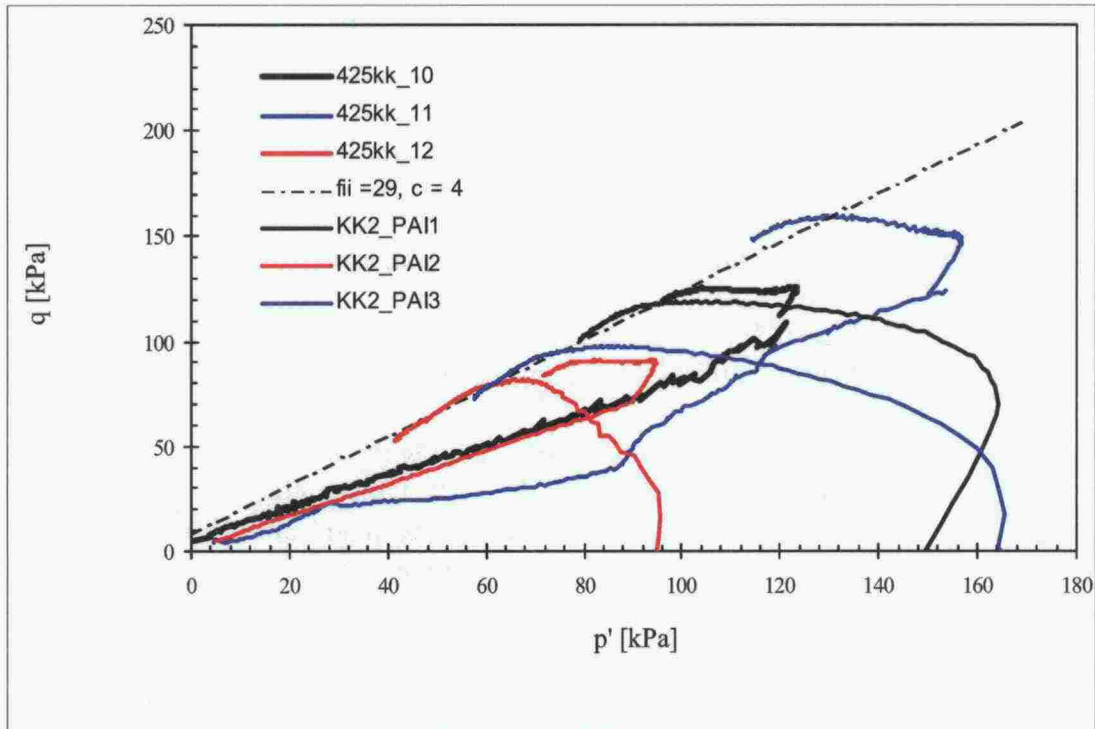
Kuva 13. Kohteen Kotka–Kouvola penkereen alta otetuille, tasovälin 2,6–2,9 näytteille (KK1 PA) tehtyjen kolmiaksoalikkokeiden jännityspolkukuvaajat.

Maakerroksen 2 penkereen vierestä otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksoaalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 14. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\varphi = 26,6^\circ$ ja koheesiota $c = 5$ kPa. Myös nyt voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Huokospainerajaa vastaava lujuus on tässä tapauksessa $\varphi = 25,2^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



Kuva 14. Kohteen Kotka-Kouvola penkereen vierestä otetuille, tasovälin 0,3–0,7 näytteille (KK2 PV) tehtyjen kolmiaksoaalikokeiden jännityspolkukuvaajat.

Maakerroksen 2 penkereen alta otetuille näytteille tehtyjen kolmiakσιαalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 15. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\phi = 29^\circ$ ja koheesiota $c = 4$ kPa. Myös nyt voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Huokospainearajaa vastaava lujuus on tässä tapauksessa $\phi = 25,2^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



Kuva 15. Kohteen Kotka-Kouvola penkereen alta otetuille, tasovälin 0,9–1,3 näytteille (KK2 PA) tehtyjen kolmiakσιαalikokeiden jännityspolkukuvaajat.

Kotka-Kouvola-kohteen kolmiakσιαalikokeista määritettyjen tehokkaiden lujuusparametrien arvot on koottu taulukkoihin 4 ja 5.

Taulukko 4. Kotka-Kouvola-kohteen maakerroksen 1 tehokkaiden lujuusparametrien arvot.

Kotka-Kouvola 1							
		Näytteet vierestä			Näytteet alta		
		AC	IC	kaikki	AC	IC	kaikki
Tasot		2,8-3,2	2,8-3,1	2,8-3,2	2,6-2,8	2,6-2,9	2,6-2,9
Huokospainearaja	c	0			0		
	f	22,8			23,3		
Murtotila	c	3,8	4,3	4	0	0	0
	f	25,2	25,7	25,4	28,8	28,5	28,8

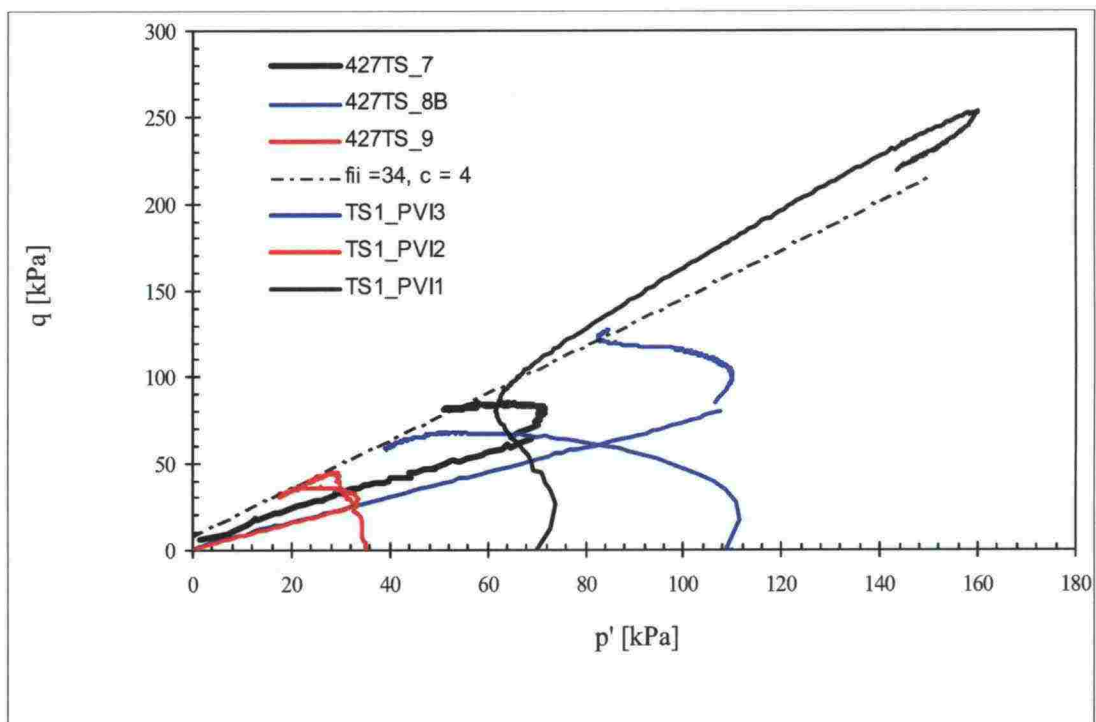
Taulukko 5. Kotka–Kouvola-kohteen maakerroksen 2 tehokkaiden lujuusparametrien arvot.

Kotka–Kouvola 2							
		Näytteet vierestä			Näytteet alta		
		AC	IC	kaikki	AC	IC	kaikki
Tasot		0,3-0,6	0,3-0,7		0,95-1,15	1,05-1,3	
Huokospainearaja	c	0			0		
	f	25,2			25,2		
Murtotila	c	5	6,6	5	0	0	4
	f	26,6	23,3	26,6	29,2	28-32	29

4.4.2.2 Tampere–Seinäjoki-kohteen tehokkaat lujuusparametrit

Tampere–Seinäjoki-kohteesta lujuusparametrit määritettiin kahdesta eri maakerroksesta. Maakerros 1 (TS1) vastaa tasoväliä 94–92,3 ja maakerros 2 (TS2) tasoväliä 92,3–90,8.

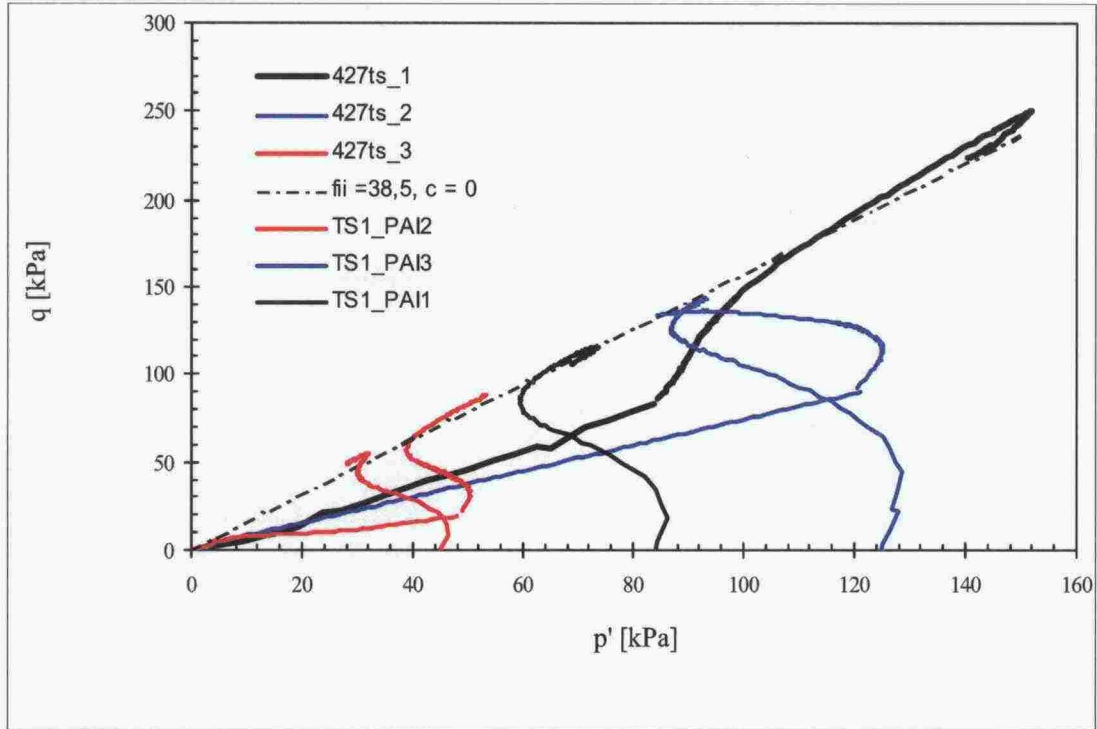
Maakerroksen 1 penkereen vierestä otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 16. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\varphi = 34,4^\circ$ ja koheesiota $c = 4$ kPa. Myös tässä kohteessa voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Huokospainerajaa vastaa lujuus on tässä tapauksessa $\varphi = 28,8^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



Kuva 16. Kohteen Tampere–Seinäjoki penkereen vierestä otetuille, tasovälin 92–93,6 näytteille (TS1 PV) tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat.

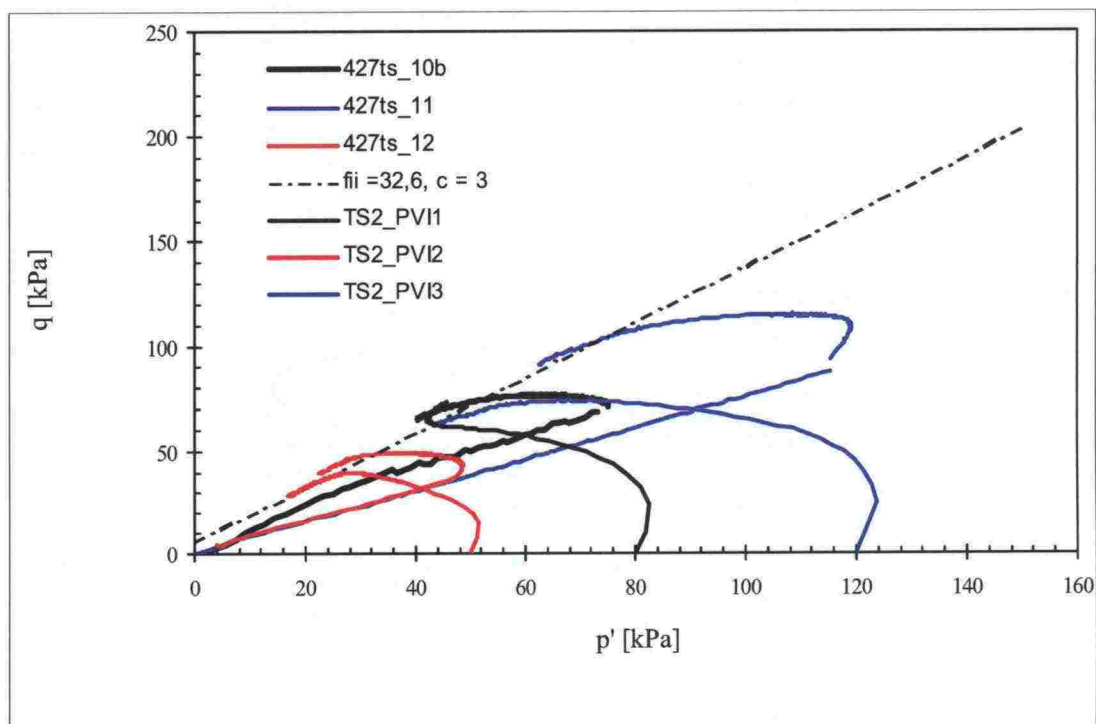
Maakerroksen 1 penkereen alta otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 17. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat

pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\phi = 38,5^\circ$ ja koheesiota $c = 0$ kPa. Tässä tapauksessa huokospaineraja ei ole yhtä selkeä kuin aiemmissa. Yksi anisotrooppinen koe dilatoi, eikä siinä esiinny huokospainerajaa. Tämän näytteen vesipitoisuus oli muita näytteitä alhaisempi ja näyte oli karkearakeisempaa. Kahdesta muusta anisotrooppisesti konsolidoidusta näytteestä voidaan havaita hieman epäselvä huokospaineraja. Tätä huokospainerajaa vastaa lujuus on tässä tapauksessa $\phi = 26^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



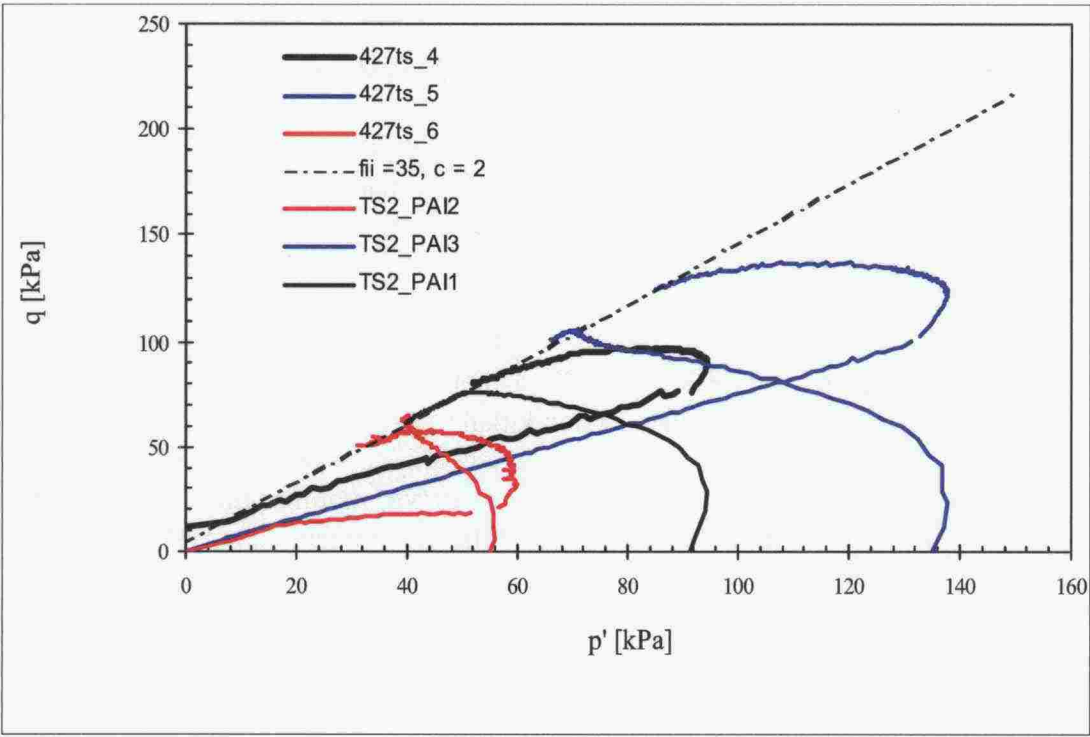
Kuva 17. Kohteen Tampere–Seinäjoki penkereen alta otetuille, tasovälin 92,5–93,2 näytteille (TS1 PA) tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat.

Maakerroksen 2 penkereen vierestä otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 18. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\varphi = 32,6^\circ$ ja koheesiota $c = 3$ kPa. Myös nyt voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Tätä huokospainerajaa vastaa lujuus on tässä tapauksessa $\varphi = 25^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



Kuva 18. Kohteen Tampere–Seinäjoki penkereen vierestä otetuille, tasovälin 91,7–92,3 (TS2 PV) näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat.

Maakerroksen 2 penkereen alta otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 19. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\varphi = 35^\circ$ ja koheesiota $c = 2$ kPa. Myös nyt voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Tätä huokospainerajaa vastaa lujuus on tässä tapauksessa $\varphi = 25^\circ$ ja $c = 0$ kPa.



Kuva 19. Kohteen Tampere–Seinäjoki penkereen alta otetuille, tasovälin 90,7–91,7 näytteille (TS2 PA) tehtyjen kolmiakσιαalikokeiden jännityspolkukuvaajat.

Taulukko 6. Tampere–Seinäjoki kohteen maakerroksen 1 tehokkaiden lujuusparametrien arvot.

Tampere–Seinäjoki 1							
		Näytteet vierestä			Näytteet alta		
		AC	IC	kaikki	AC	IC	kaikki
Tasot		92,6-93,6	93,5-93,9		92,8-93,2	92,5-92,7	
Huokos-paine raja	c	0			0		
	f	28,8			26*		
Murtotila	c	4,1	4 (0)	4	0	5	0
	f	34,2	32,9 (38)	34	40	35,6	38,5

*yksi koe kolmesta

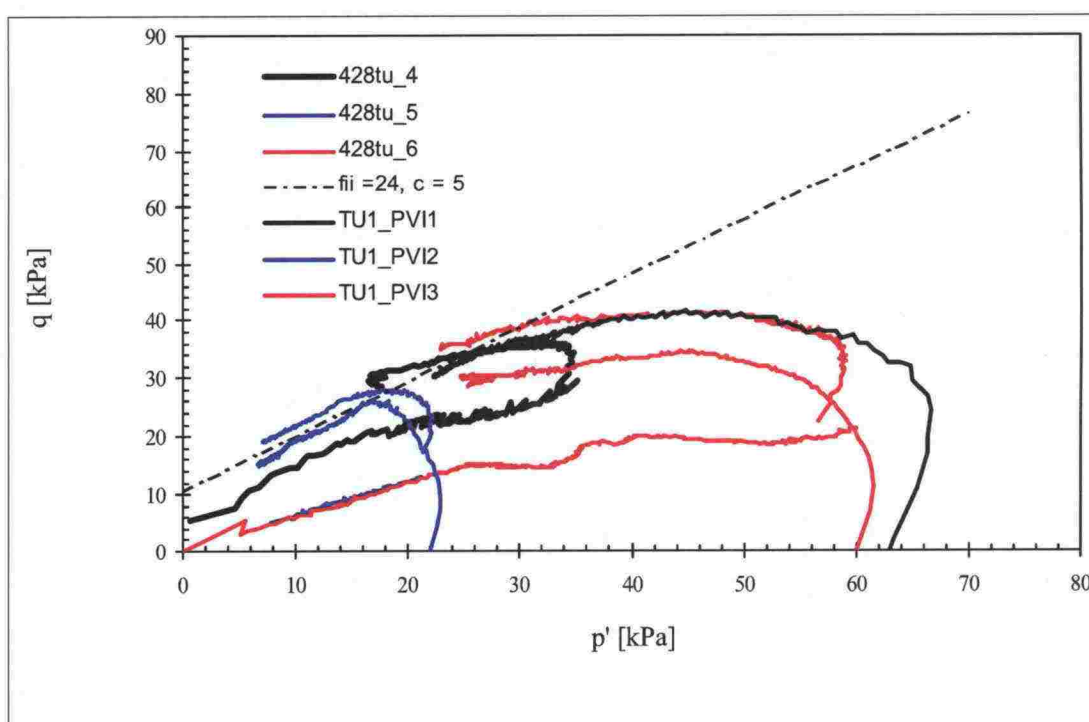
Taulukko 7. Tampere–Seinäjoki-kohteen maakerroksen 2 tehokkaiden lujuusparametrien arvot.

Tampere–Seinäjoki 2							
		Näytteet vierestä			Näytteet alta		
		AC	IC	kaikki	AC	IC	kaikki
Tasot		92-92,3	91,7-92,2		91,4-91,7	90,7-91	
Huokos-paine raja	c	0			0		
	f	25			25		
Murtotila	c	4,5	5 (0)	3	2,8	3,5	2
	f	32,6	28,2 (37)	32,6	34,6	35	35

4.4.2.3 Turku–Uusikaupunki-kohteen tehokkaat lujuusparametrit

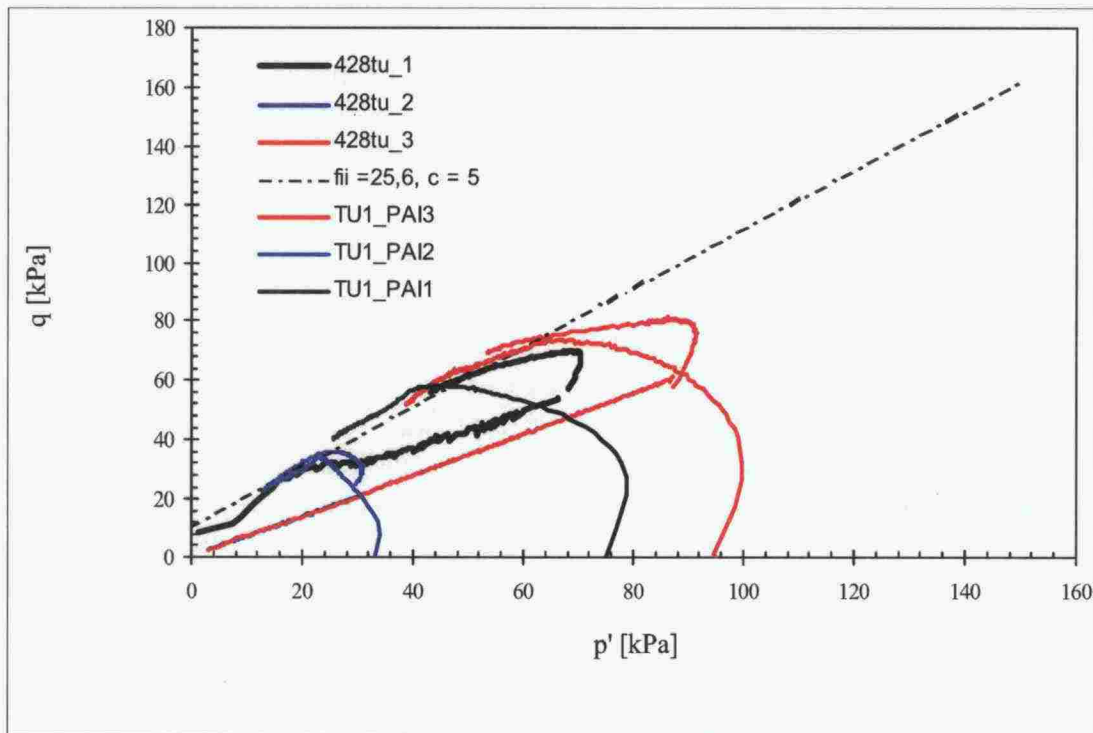
Turku–Uusikaupunki-kohteesta lujuusparametrit määritettiin kolmesta eri maakerroksesta. Maakerros 1 (TU1) vastaa tasoväliä 8–5 ja maakerros 2 (TU2) tasoväliä 5–2 ja maakerros 3 (TU3) tasoväliä 2–0. Maakerros 2:n ja 3:n lujuusominaisuudet määritettiin muista poiketen TKK:n laboratoriossa.

Maakerroksen 1 penkereen vierestä otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 20. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\phi = 24^\circ$ ja koheesiota $c = 5$ kPa. Myös tässä kohteessa voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Kovin yhtenäistä rajaa ei kokeista näy, mutta kahden alimman jännitystilan kokeen perusteella huokospainerajaa vastaava lujuus on tässä tapauksessa $\phi = 20^\circ$ ja $c = 4$ kPa.



Kuva 20. Kohteen Turku–Uusikaupunki penkereen vierestä otetuille, tasovälin 6,5–7,6 näytteille (TU1 PV) tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat.

Maakerroksen 1 penkereen alta otetuille näytteille tehtyjen kolmiaksaalikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 21. Kuvasta näkyy, että tulokset asettuvat pääosin lopulta samalle murtosuoralle vastaten kitkakulman arvoa $\phi = 25,6^\circ$ ja koheesiota $c = 5$ kPa. Myös nyt voidaan havaita, että anisotrooppisesti konsolidoiduilla kokeilla leikkausjännityksen arvo ei enää kasva tietyn mobilisaatioasteen jälkeen. Huokospainerajaa vastaava lujuus on tässä tapauksessa $\phi = 21,3^\circ$ ja $c = 4$ kPa.



Kuva 21. Kohteen Turku–Uusikaupunki penkereen alta otetuille, tasovälin 6,4–8,1 näytteille (TU1 PA) tehtyjen kolmiaksaalikoideiden jännityspolkukuvaajat.

Taulukko 8. Turku–Uusikaupunki kohteen maakerroksen 1 tehokkaiden lujuusparametrien arvot.

Turku–Uusikaupunki 1							
		Näytteet vierestä			Näytteet alta		
		AC	IC	Kaikki	AC	IC	kaikki
Tasot		6,57-7,22	7,32-7,62	6,57-7,62	6,42-7,02	7,82-8,12	6,42-8,12
Huokos- paine raja	c	4			4		
	f	20			21,3		
Murtotila	c	5,6	4,7	5	5,6	6,1	5
	f	25,2	23,7*	24	25,2	24,6	25,6

4.4.2.4 Ero anisotrooppisesti ja isotrooppisesti konsolidoiduilla näytteillä

Anisotrooppisesti konsolidoiduilla näytteillä näytteen alkujännitystila ennen leikkausvaihetta vastaa huomattavasti paremmin todellista in-situ-jännitystä kuin isotrooppisesti konsolidoiduilla näytteillä. On siis syytä olettaa, että anisotrooppisesti konsolidoitujen näytteiden käyttäytyminen leikkausvaiheessa vastaa paremmin todellista murtotilannetta kuin isotrooppisesti konsolidoitujen näytteiden. Molemmista koetyypeistä saatava murtolujuus on kokeiden perusteella käytännössä sama. Tätä lujuutta vastaa kuitenkin voimakas huokospaineen kehittyminen. Murtotilaa vastaavan huokosylipaineen arvioiminen on kuitenkin usein hyvin vaikeaa. Anisotrooppisesti konsolidoiduista kokeista saatavaa huokospainerajaa vastaavia lujuusparametreja voidaan periaatteessa käyttää ilman murtotilaa vastaavan huokosylipaineen arvioimista. Projektin yhteydessä tehtävät stabiliteettilaskelmat varmentavat vielä tätä.

Anisotrooppisissa kokeissa maan murtuminen saavutetaan selvästi pienemmällä muodonmuutostasolla kuin isotrooppisissa kokeissa. Isotrooppisten kokeiden muodonmuutostasot eivät vastaa todellisuutta. Esimerkiksi maan in-situ-jännitystilaa vastaavan jännitystilan saavuttaminen isotrooppisesti konsolidoidussa kokeessa vaatii monesti noin 2 % kokoonpuristuman.

4.4.2.5 Ero penkereen alta ja vierestä otetuilla näytteillä

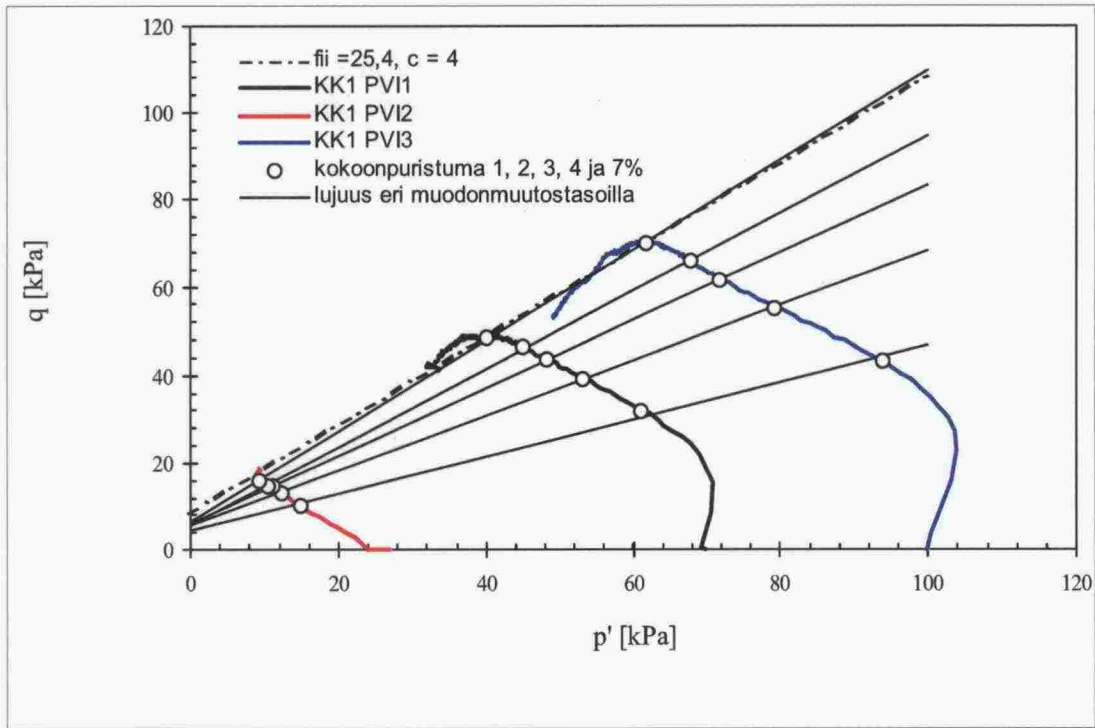
Tehtyjen kokeiden tuloksista voidaan havaita, että penkereen vierestä ja sen alta otettujen näytteiden tehokkaissa lujuusparametreissa on pieni ero. Yleensä penkereen vierestä on saatu hieman suurempi koheesion arvo kun taas kitkakulman arvo on aavistuksen pienempi. Normaalikonsolidoituneella alueella koheesion tulisi olla hyvin pieni tai nolla. Ero näytteiden välillä voi johtua siitä, että penkereen kuorma on hävittänyt saven rakenteellisen lujuuden. Vaikka rakenteellinen lujuus on pääosin merkitsevä ylikonsolidoituneella alueella, voi se, tai sen jälki vaikuttaa vielä pienillä jännitystasoilla normaalikonsolidoituneella alueella.

Yleisesti voidaan todeta, että ero tehokkaissa lujuusparametreissa penkereen vierestä tai sen alta otetuilla näytteillä on pieni ja käytännössä merkityksetön. Käytännön kannalta olisi suositeltavaa, että näytteet otettaisiin penkereen vierestä ja koheesio pyritäisiin sovittamaan pieneksi.

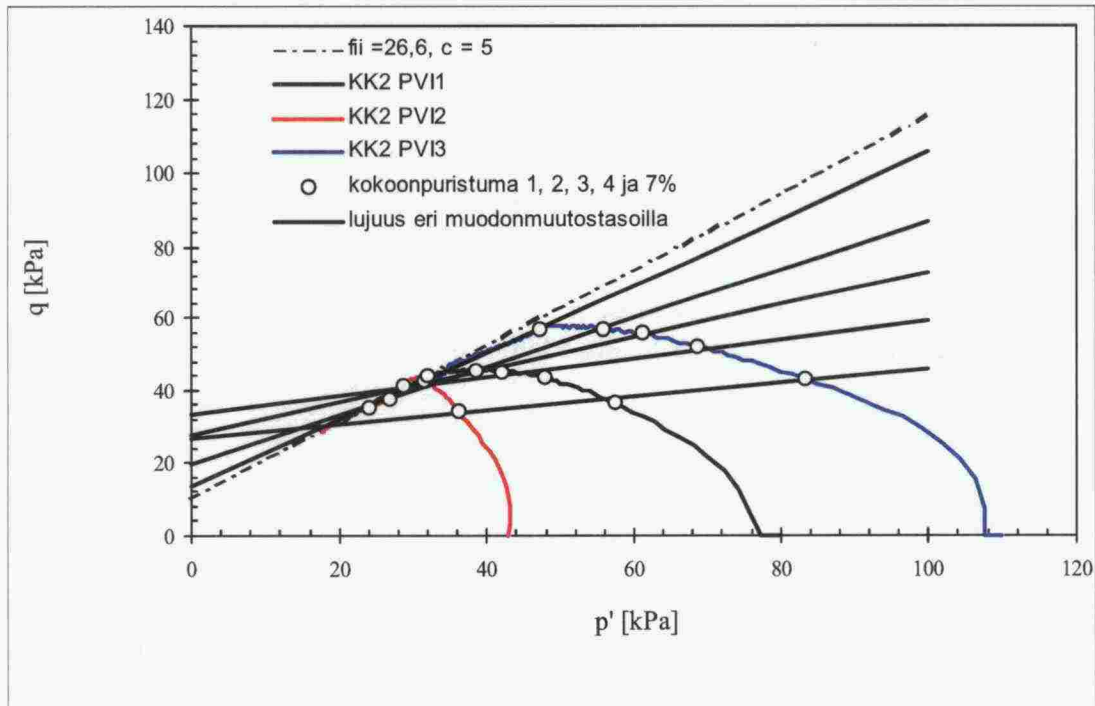
4.4.2.6 Lujuusparametrien määrittäminen eri kuvaajien avulla

Tehokkaat lujuusparametrit voidaan määrittää joko jännityspolkukuvaajien tai Mohrin ympyröiden avulla. Mikäli käytetään Mohrin ympyröitä, lujuusparametrit määritetään yleensä näytteiden huippulujuutta sekä yhtä tai useampaa muodonmuutostasoa vastaavilta jännitystiloilta. Mohrin ympyröiden huonona puolena on kuitenkin se, että ne kuvaavat ainoastaan tätä yhtä jännitystilaa. Koko kokeen käyttäytymisestä Mohrin ympyrä ei kerro mitään. Kuten aiemmin myös mainittiin, isotrooppisten kokeiden muodonmuutostaso ei vastaa todellista käyttäytymistä in-situ. Vaarana on myös, että eri kokeiden muodonmuutostasot eivät vastaa samaa mobilisaatiota. Ongelmaa on pyritty selventämään kuvien 22 ja 23 avulla.

Kuvassa 22 on ensin esitetty tapaus, jossa eri näytteet käyttäytyvät muodonmuutostason suhteen yhtenevästi. Tästä koesarjasta saataisiin Mohrin ympyröiden avulla eri muodonmuutostasoille loogiset tulokset. On kuitenkin syytä huomata, että K_0 -tilaa vastaava jännityssuhde vastaa tässä noin 2 % kokoonpuristumaa.



Kuva 22. Kohteen Kotka-Kouvola maakerroksen 1 penkereen vierestä otettujen näytteiden isotrooppisten kokeiden jännityspolkukuvaajat. Tässä tapauksessa eri muodonmuutostasoilta määritetyt lujuusparametrit käyttäytyvät yhtenevästi.



Kuva 23. Kohteen Kotka-Kouvola maakerroksen 2 penkereen vierestä otettujen näytteiden isotrooppisten kokeiden jännityspolkukuvaajat. Tässä tapauksessa eri muodonmuutostasoilta määritetyt lujuusparametrit käyttäytyvät epäyhtenevästi.

Kuvassa 23 on vastaavasti esitetty tapaus, jossa eri kokeet eivät käyttäydy yhtenevästi. Pienimmällä sellipaineella tehdyssä kokeessa lujuus mobilisoituu selvästi pienemmällä muodonmuutostasolla kuin toisissa. Kyse ei ole pelkästään ylikonsolidaatiosta, koska myöskään kahden suurimmalla sellipaineella tehdyn

kokeen tulokset eivät ole yhtenevät. Mikäli tällä koesarjalla määritettäisiin lujuusparametri Mohrin ympyröiden avulla, korostuisi koheesion osuus lujuudesta liian suureksi pienillä muodonmuutostasoilla. Molempien koesarjojen lujuusparametrit eri muodonmuutostasoilla on esitetty taulukossa 9.

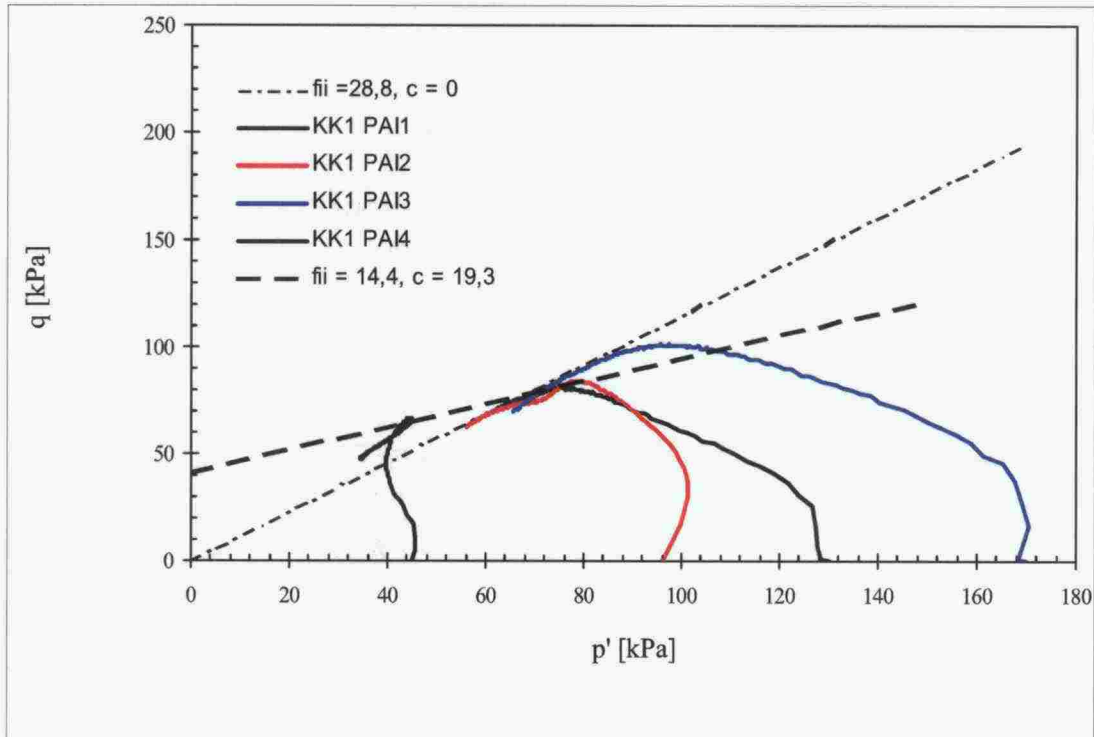
Taulukko 9. Tehokkaiden lujuusparametrien mobilisoituminen muodonmuutostason funktiona kahdessa eri tapauksessa.

kokoonpuristuma %	KK1 PVI		KK2 PVI	
	c	ϕ	c	ϕ
1	2,2	11,4	13,1	5,2
2	2,6	16,5	16,2	7,1
3	2,9	20	13,2	12,1
4	2,6	22,9	9,2	17,6
7	3,1	26,2	6,5	23,5
murtolujuus	4	25,7	6,6	23,3

Yhteenvedona voidaan todeta, että tehokkaat lujuusparametrit saadaan luotettavimmin määritettyä jännityspolkukuvaajia käyttäen.

4.4.2.7 Jännitystason vaikutus

Maapohjan murtuminen vanhojen penkereiden alla tapahtuu suomalaisilla savilla lähes poikkeuksetta normaalikonsolidoituneella alueella. Lujuusparametrit tulisi siten määrittää normaalikonsolidoituneelta alueelta. Mikäli pienimmällä sellipaineella tehtävä koe osuu ylikonsolidoituneelle alueelle, yliarvioidaan yleensä selvästi koheesion osuutta ja vastaavasti aliarvioidaan kitkakulman osuutta lujuudesta. Kuvassa 24 on esitetty esimerkki, jossa yksi koetulos on tehty ylikonsolidoituneelta alueelta. Mikäli lujuusparametri määritetään kolmen pienimmässä sellipaineessa tehdyn kokeen perusteella, saadaan lujuusparametreiksi $\phi = 14,4^\circ$ ja $c = 19,3$ kPa, kun normaalikonsolidoituneen alueen lujuusparametrit vastaavat kitkakulman arvoa $\phi = 28,8^\circ$ ja koheesiota $c = 0$ kPa. Jotta välttyttäisiin kokeiden tekemiseltä osin ylikonsolidoituneella alueella, olisi hyvä aina selvittää maakerrosten konsolidaatiotila ödometrikokeiden avulla.



Kuva 24. Kohteen Kotka-Kouvola maakerroksen 1 penkereen alta otettujen näytteiden isotrooppisten kokeiden jännityspolkukuvaajat. Mikäli tehokkaat lujuusparametrit määritetään osin ylikonsolidoituneella alueella tehdyistä kokeista, saadaan täysin virheelliset parametrit.

4.4.3 Suljettu leikkauslujuus

4.4.3.1 Suljetun leikkauslujuuden määrittystavat

Laboratoriossa suljettu leikkauslujuus määritettiin kolmiakσιαalikokeiden ja kartio-kokeen avulla. Kolmiakσιαalikokeita ei erikseen ohjelmoitu suljetun lujuuden määrittystä varten, vaan määrittäminen tehtiin pääosin tehokkaiden lujuusparametrien määrittystä varten ohjelmoiduista kokeista. Näistä suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää lähelle in-situ-myötöpintaa konsolidoiduista kokeista. Konsolidointi tehtiin kappaleen 4.4.2 mukaisesti joko anisotrooppisesti tai isotrooppisesti. Penkereen vierestä otetuilla näytteillä in-situ-myötöpintaa vastaava jännitystila voi olla suurempi kuin vallitseva jännitys. Kokeista määritetty lujuus voi tästä syystä olla hieman todellista suurempi. Määritetty lujuus vastaa aktiivipuolen suljettua leikkauslujuutta.

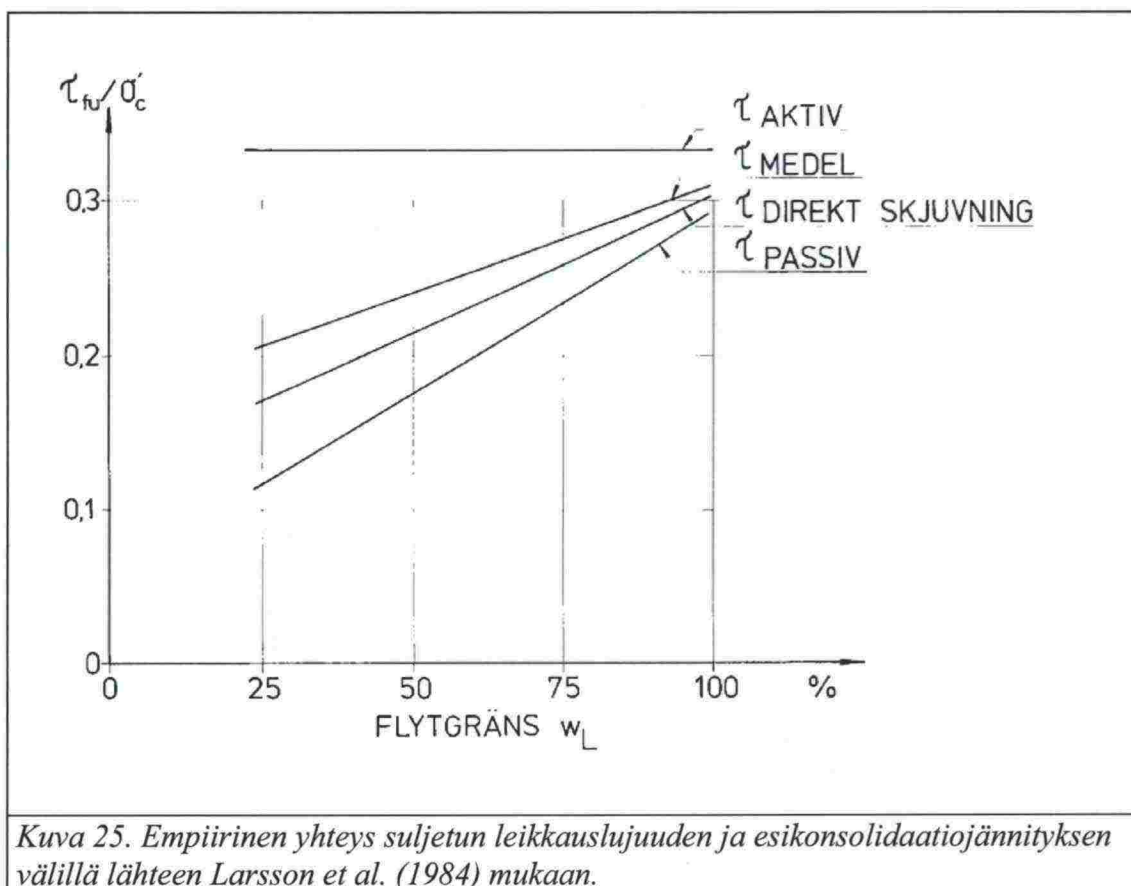
Edellisistä poiketen vetokokeet tehtiin ainoastaan passiivipuolen suljetun leikkauslujuuden määrittystä varten. Vetokokeita tehtiin ainoastaan penkereen vierestä otetuille näytteille ja ne konsolidoitiin kaikki isotrooppisesti.

Suorien määrittystapojen lisäksi suljettu leikkauslujuus arvioitiin myös K_0 -kokeiden ja ödometrikokeiden avulla. K_0 -konsolidoinnissa näyte saavuttaa myötöpinnan usein sen yläosassa, katso kuva 10. Tässä tapauksessa myötötilan leikkausjännitys vastaa suljetun leikkauslujuuden arvoa. Ödometrikokeista suljettu leikkauslujuus määritettiin seuraavan empiirisen yhtälön avulla:

$$\tau = \alpha_e \cdot \sigma_p \quad (1)$$

missä α_e = empiirinen kerroin
 σ_p = esikonsolidaatiojännitys

Kertoimen α_e arvo riippuu saven ominaisuuksista. Kuvassa 25 on esitetty lähteen Larsson et al. 1984 mukainen kerroin juoksurajan funktiona.

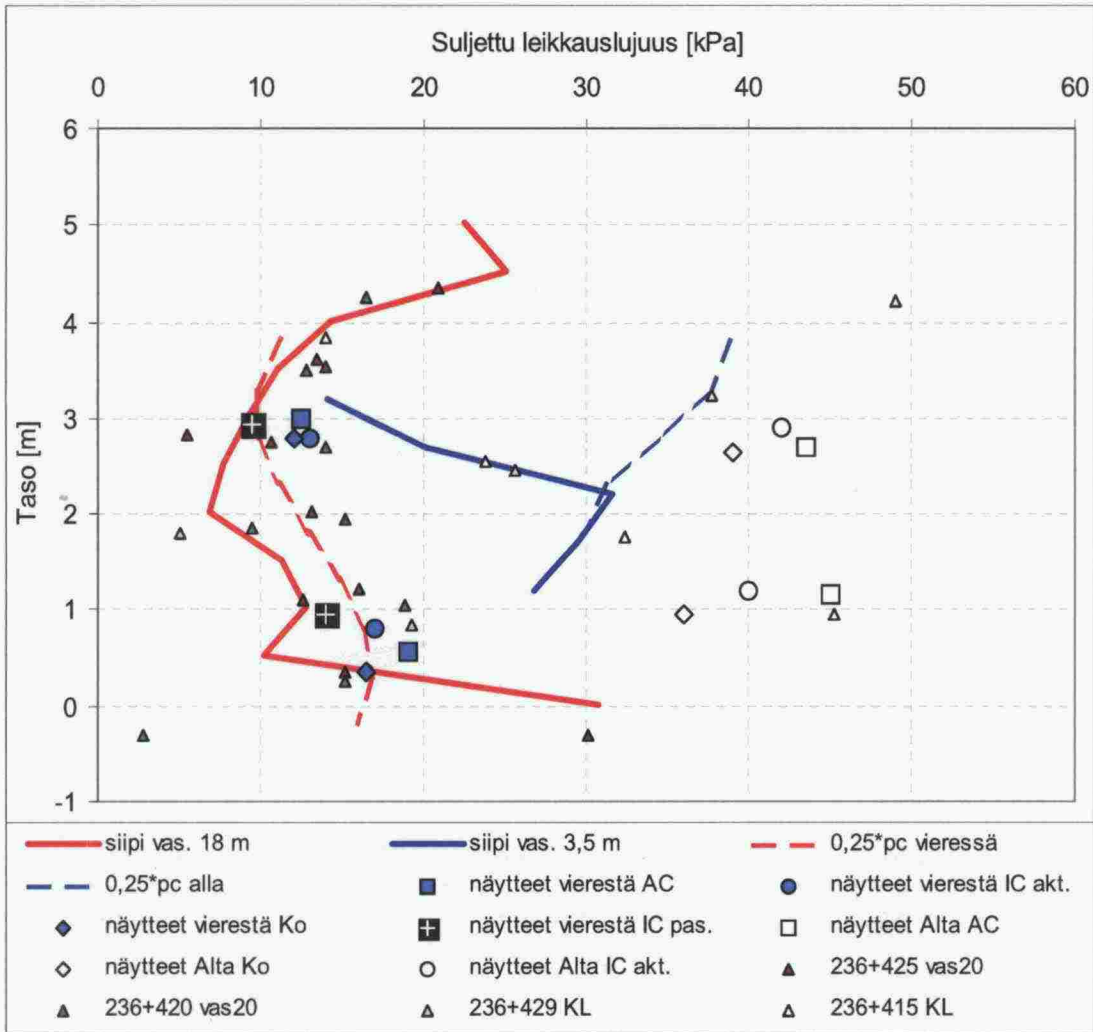


Laboratoriossa määritettyjä suljetun leikkauslujuuden arvoja verrataan siipikairaus-tuloksiin. Tässä yhteydessä käytetään ainoastaan redusoimattomia, normaalsiivellä tehtyjä määrittämiä

4.4.3.2 Kotka-Kouvola kohteen suljetun leikkauslujuuden arvot

Kuvassa 26 on esitetty eri tavoilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot Kotka-Kouvola kohteesta. Kuvasta nähdään, että siipikairalla on saatu muita määrittämissä pienempi arvo penkereen vierestä tasoväliltä +2,5...+0,5. Penkereen alta on siipikaira antanut muita pienemmän arvon tason +2,2 yläpuolella. Yhtälön (1) kertoimena α_e on kohteessa käytetty keskimääräisen juoksurajan ja kuvan 4.15 avulla määritettyä arvoa $\alpha_e = 0,25$. Esikonsolidaatiojännityksestä määritetty suljettu leikkauslujuus vastaa melko hyvin kartiokokeella määritettyjä arvoja. Sen syvyysriippuvuus vastaa myös hyvin siipikairaus-tulosta lukuun ottamatta penkereen alta, tason +2,2 yläpuolelta saatuja tuloksia. On kuitenkin todennäköistä, että siipikairaus on tältä osin antanut liian pienen lujuuden.

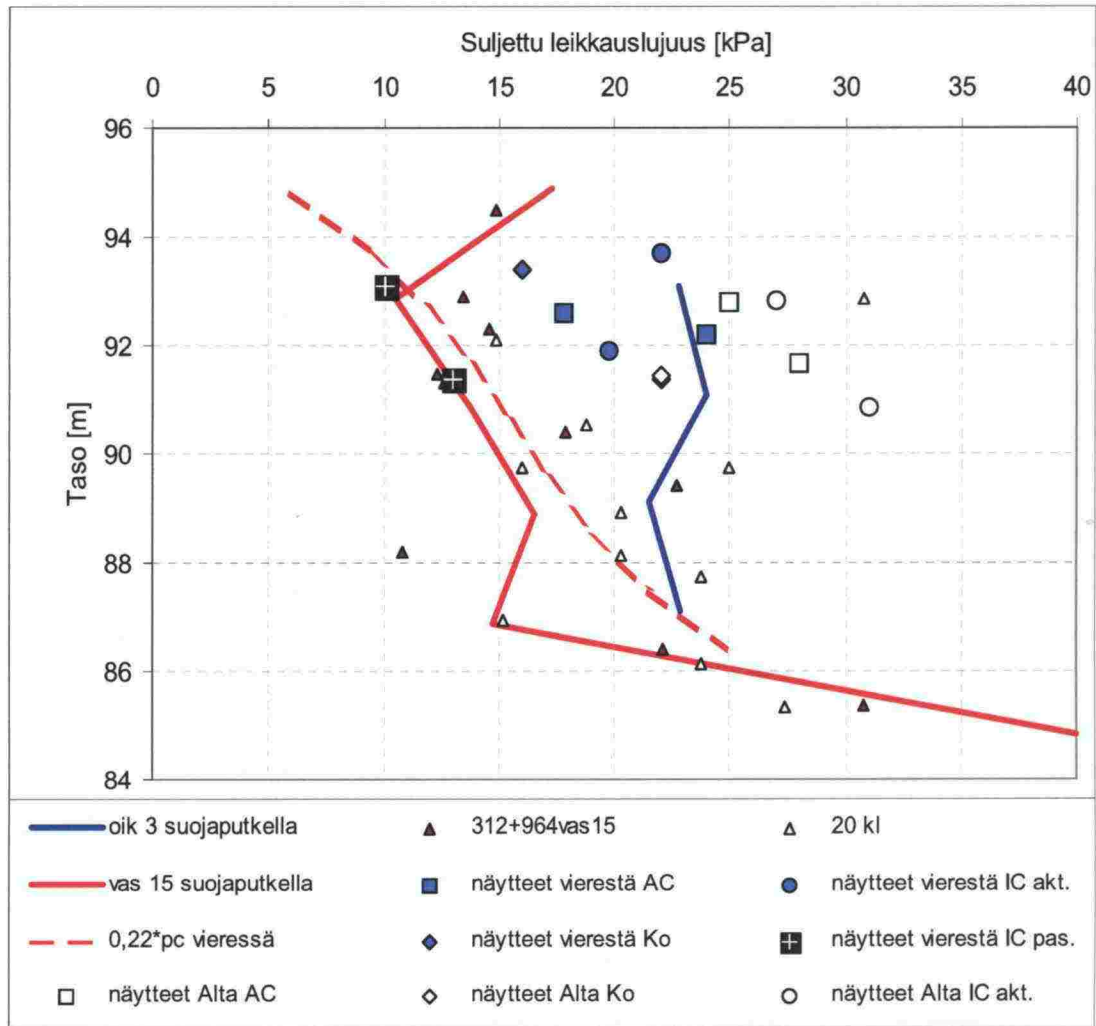
Kuten oli oletettavissa, aktiivipuolen suljetuilla kolmiaksaalikokeilla on saatu kaikkein suurimmat lujuudet. Passiivipuolen lujuus on tässä tapauksessa ollut kaikista määrittämissä lähinnä redusoimatonta siipikairauslujuutta.



Kuva 26. Kohteen Kotka–Kouvola suljetun leikkauslujuuden arvot.

4.4.3.3 Tampere-Seinäjoki-kohteen suljetun leikkauslujuuden arvot

Kuvassa 27 on esitetty eri tavoilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot Tampere–Seinäjoki-kohteesta. Siipikairauksella, kartiokokeilla ja esikonsolidaatiojännityksen perusteella määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot vastaavat penkereen vieressä melko hyvin toisiaan. Yhtälön (1) kertoimena α_e on kohteessa käytetty keskimääräisen juoksurajan ja kuvan 25 avulla määritettyä arvoa $\alpha_e = 0,22$. Aktiivipuolen suljetuilla kolmiakσιαalikokeilla on jälleen saatu kaikkein suurimmat lujuudet kun taas passiivipuolen kokeet antavat lähellä siipikairauksia olevia tuloksia.

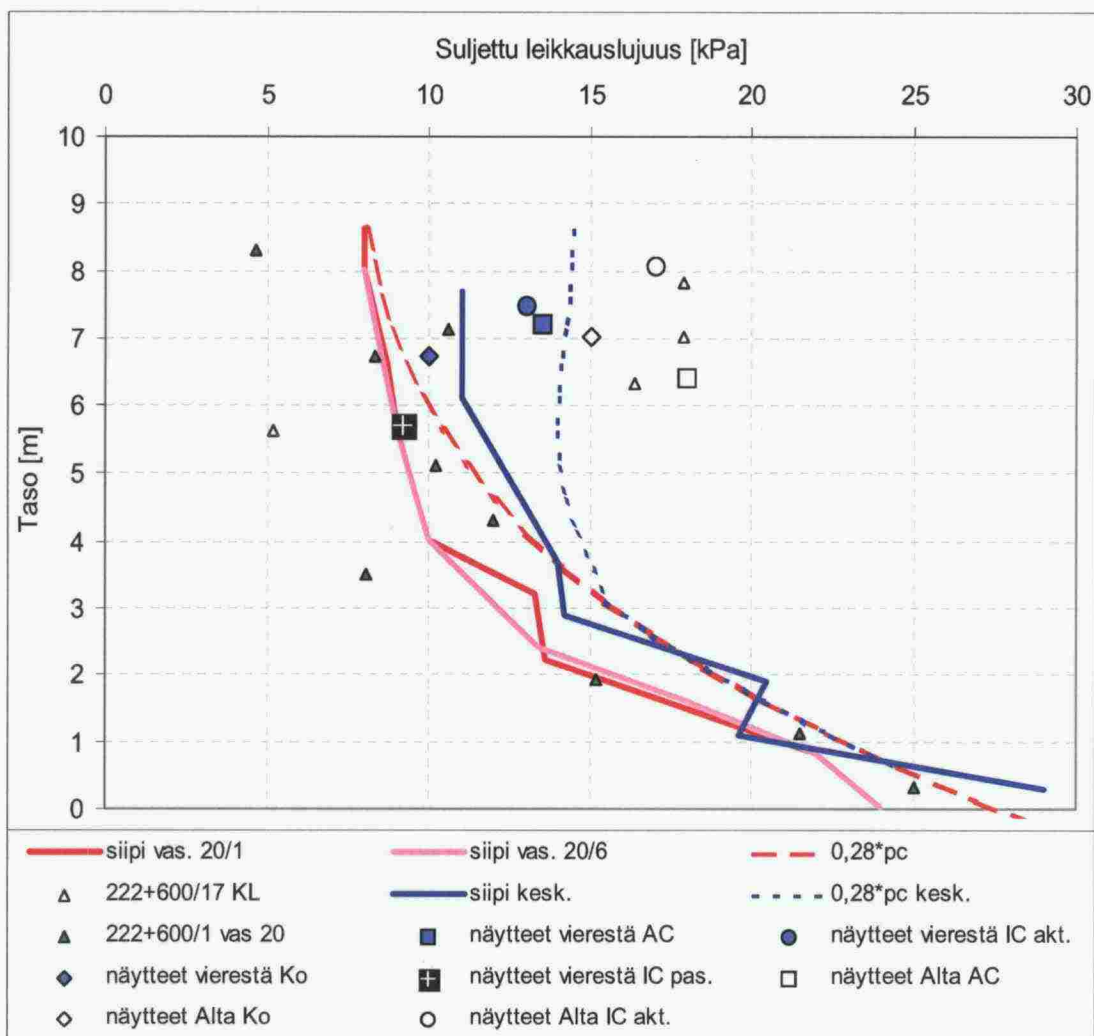


Kuva 27. Kohteen Tampere–Seinäjoki suljetun leikkauslujuuden arvot.

4.4.3.4 Turku–Uusikaupunki-kohteen suljetun leikkauslujuuden arvot

Kuvassa 28 on esitetty eri tavoilla määritetyt suljetun leikkauslujuuden arvot Turku–Uusikaupunki-kohteesta.

Yhtälön (1) kertoimena α_e on kohteessa käytetty keskimääräisen juoksurajan ja kuvan 25 avulla määritettyä arvoa $\alpha_e = 0,28$. Ylemmissä maakerroksissa siipikairalla määritetty lujuus on selvästi alhaisempi kuin ödometrikokeiden perusteella määritetty lujuus. Toinen merkittävä ero on, että lujittumista on ödometrikokeiden perusteella tapahtunut ainoastaan tason +3 yläpuolella, kun taas siipikairausten mukaan lujittumista olisi tapahtunut tasolle +1 saakka. Aktiivipuolen leikkauskokeet antavat jälleen kaikkein suurimman lujuuden. K_0 -konsolidointikokeista määritetty lujuus on sitä vastoin hyvin lähellä ödometrikokeista määritettyä. K_0 -kokeesta määritetty lujuus oli Turku–Uusikaupunki kohteen kokeilla selkeä, kuten se lihavilla savilla tyypillisesti yleensä on.



Kuva 28. Kohteen Turku–Uusikaupunki suljetun leikkauslujuuden arvot.

4.4.3.5 Lujittuminen

Suljetun leikkauslujuuden ja penkereen alla tapahtuneen lujittumisen arvioimisessa on syytä pitää mielessä, että mitään oikeaa referenssiarvoa ei ole olemassa. Kullakin menetelmällä on virhemahdollisuutensa ja niiden tuloksilla oma hajontansa. Sinällään lisäarvoa vertailuun olisi tuonut, jos käytössä olisi ollut CPT-kokeista määritetyt lujuusprofiilit. CPT-profiilit olisivat voineet selittää tiettyjen tasojen siipikairaus-tuloksia.

Penkereen painosta tapahtunutta lujittumista voidaan arvioida suljetun leikkauslujuuden kasvun ja esikonsolidaatiojännityksen kasvun avulla. Esikonsolidaatiojännitykset on esitetty aikaisemmin kappaleessa 3. Tässä yhteydessä ne esitetään kuitenkin uudestaan siten, että mukana on myös tulkittu konsolidaatiojännitysprofiili, kuvat 29–31. Näitä profiileja käytettiin jo edellisen kohdan mukaisissa suljetun leikkauslujuuden arvioinneissa yhtälön (1) perusteella. Niitä käytetään myös tässä esitettävissä siipikairauslujuuden ja esikonsolidaatiojännityksen välisen suhteen arvioinneissa. Siipikairauslujuutena on käytetty suoraan mitattuja arvoja.

Kuten kuvista 26–28 voidaan havaita, kaikkien penkereiden alla on tapahtunut huomattavaa lujittumista. Penkereen alla olevaa suljettua leikkauslujuutta ja sen kasvua voidaan arvioida usealla eri tavalla. Se voidaan arvioida suoraan penkereen alapuolisen

esikonsolidaatiotilan perusteella, yhtälö (2). Yleensä penkereen vierestä on siipikairaustukoksia, jolloin lujuuden kasvu voidaan arvioida (arvioidun) esikonsolidaatiojännityksen kasvun perusteella, yhtälö (3). Jos taas α_e kerroin yhtälössä (1) oletetaan olevan sama penkereen alla ja sen vieressä, voidaan lujuus arvioida (arvioidun) esikonsolidaatiojännitysten suhteen perusteella, ilman kerrointa α_e , yhtälö (4)

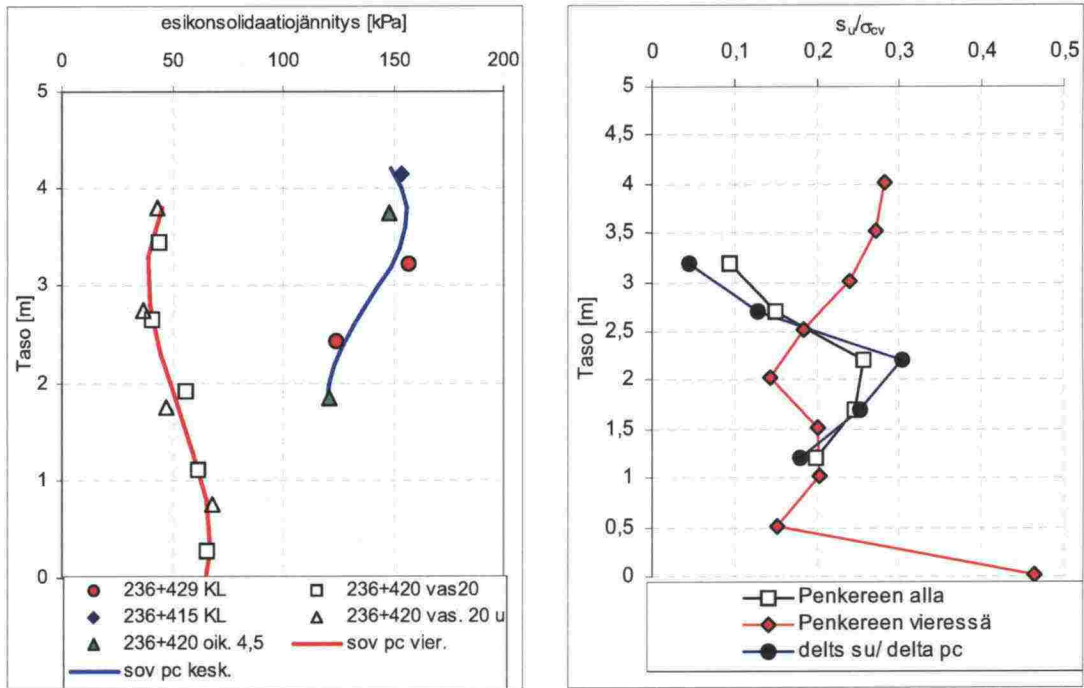
$$\tau_{pa} = \alpha_e \cdot \sigma_{p pa} \quad (2)$$

$$\tau_{pa} = \tau_{pv} + \alpha_e \cdot \Delta \sigma_p \quad (3)$$

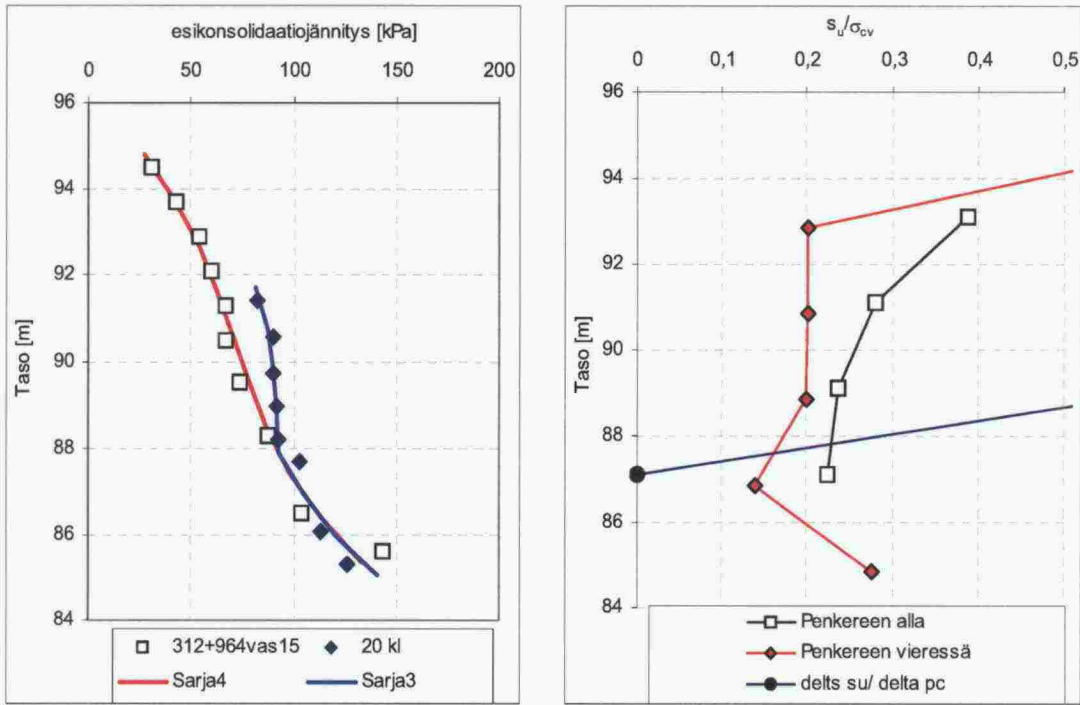
$$\tau_{pa} = \frac{\sigma_{p pa}}{\sigma_{p pv}} \tau_{pv} \quad (4)$$

missä	τ_{pa}	=	suljettu leikkauslujuus penkereen alla
	α_e	=	empiirinen kerroin
	$\sigma_{p pa}$	=	esikonsolidaatiojännitys penkereen alla
	τ_{pv}	=	suljettu leikkauslujuus penkereen vieressä
	$\Delta \sigma_p$	=	esikonsolidaatiojännitys muutos ($\sigma_{p pa} - \sigma_{p pv}$)
	$\sigma_{p pv}$	=	esikonsolidaatiojännitys penkereen vieressä

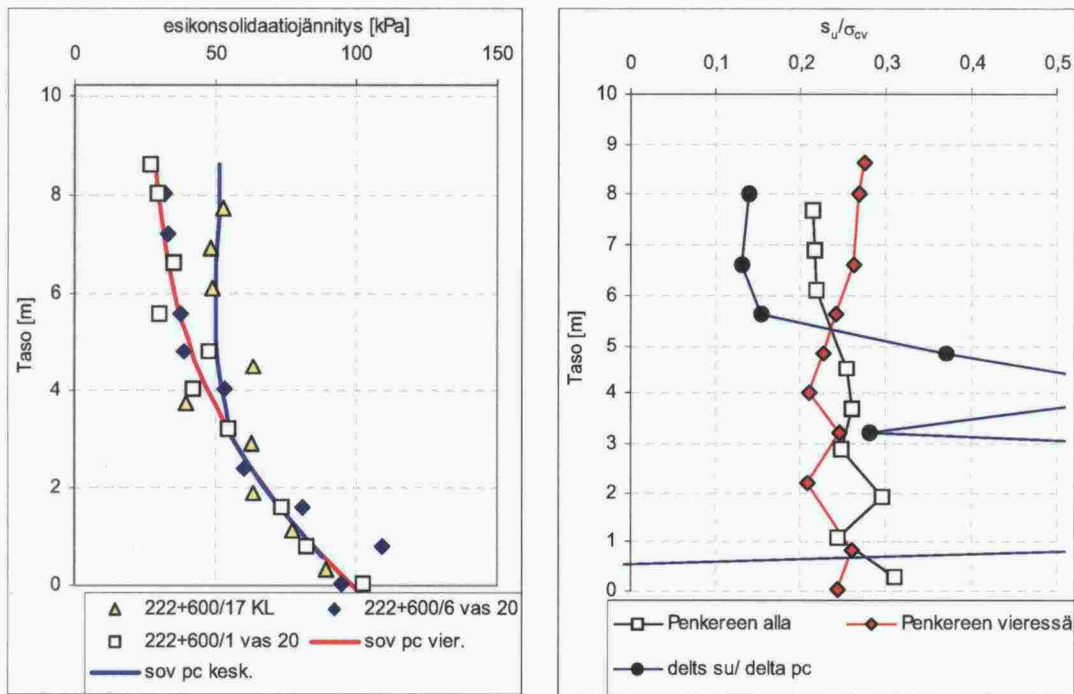
Kertoimen α_e arvon tarkastelemiseksi on kuvissa 29–31 esitetty kertoimen arvo laskettuna niin penkereen alla, vieressä kuin yhtälön (3) mukaisesti. Esikonsolidaatiojännityksen arvona on käytetty kuvissa esitettyä esikonsolidaatiojännitysprofiilia.



Kuva 29. Lujittuminen Kotka-Kouvola kohteessa



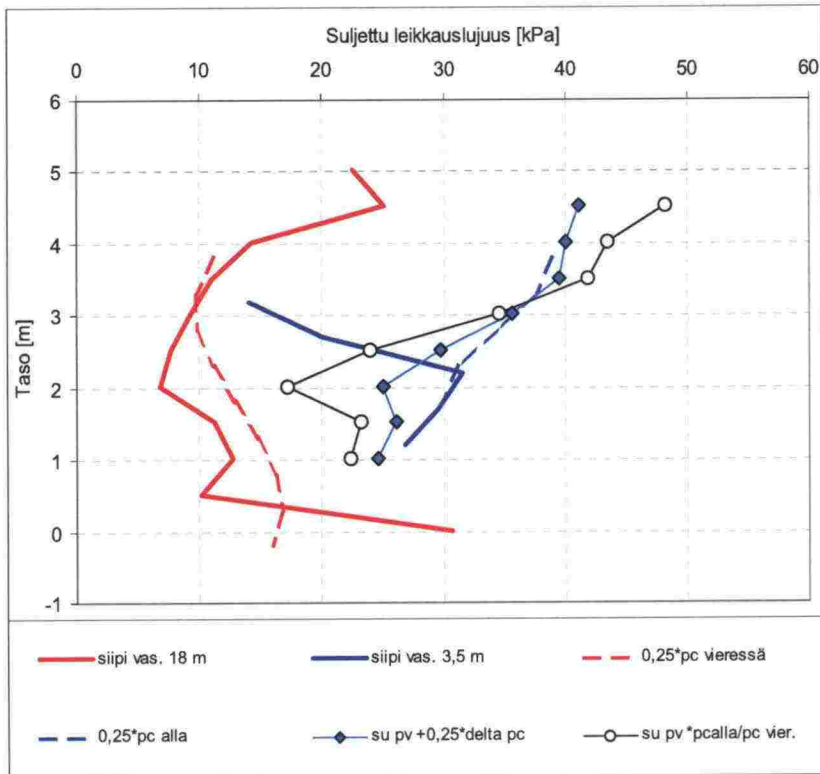
Kuva 30. Lujittuminen Tampere–Seinäjoki kohteessa



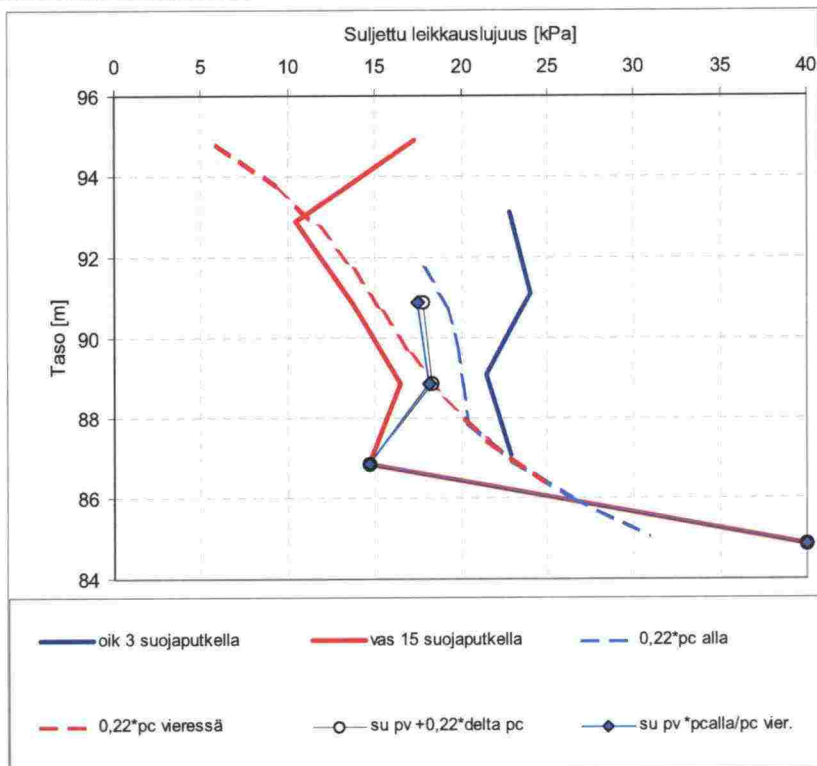
Kuva 31. Lujittuminen Turku–Uusikaupunki kohteessa

Kuten kuvista 29–31 voidaan havaita, tulosten perusteella lasketun α_e kertoimen hajonta on melko suurta. Näistä tuloksista ei voida päätellä, poikkeako kertoimen arvo penkereen alla ja sen vieressä toisistaan.

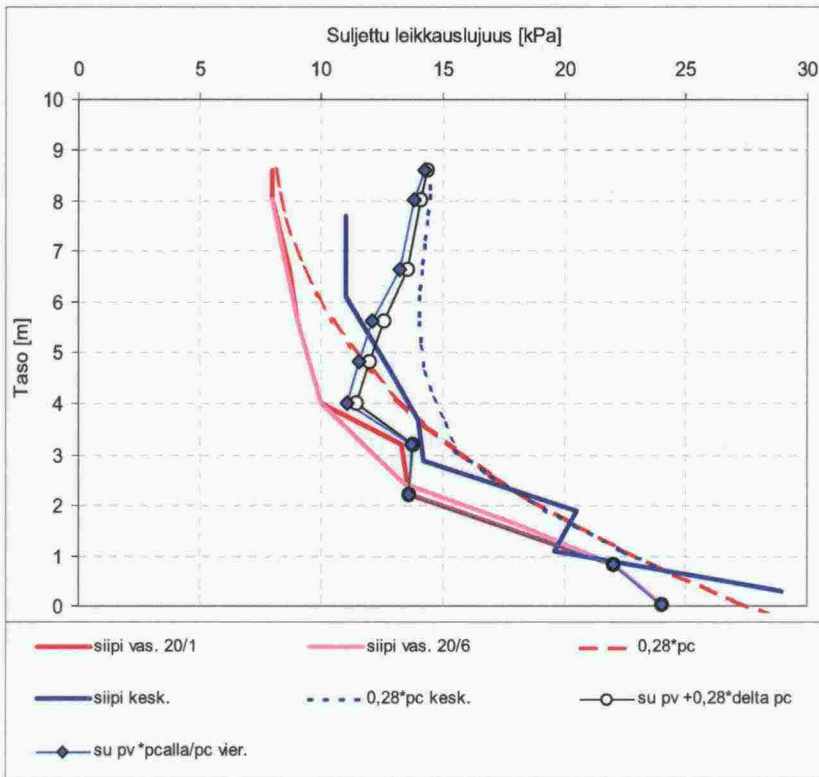
Kuvissa 32–34 on esitettyä vielä yhtälöiden (2)–(4) perusteella arvioidut suljetun leikkauslujuuden arvot penkereen alla yhdessä siipikairaustulosten kanssa.



Kuva 32. Lujittumisen arvioiminen yhtälöiden (2)–(4) perusteella Kotka-Kouvola kohteessa.



Kuva 33. Lujittumisen arvioiminen yhtälöiden (2)–(4) perusteella Tampere-Seinäjoki kohteessa.



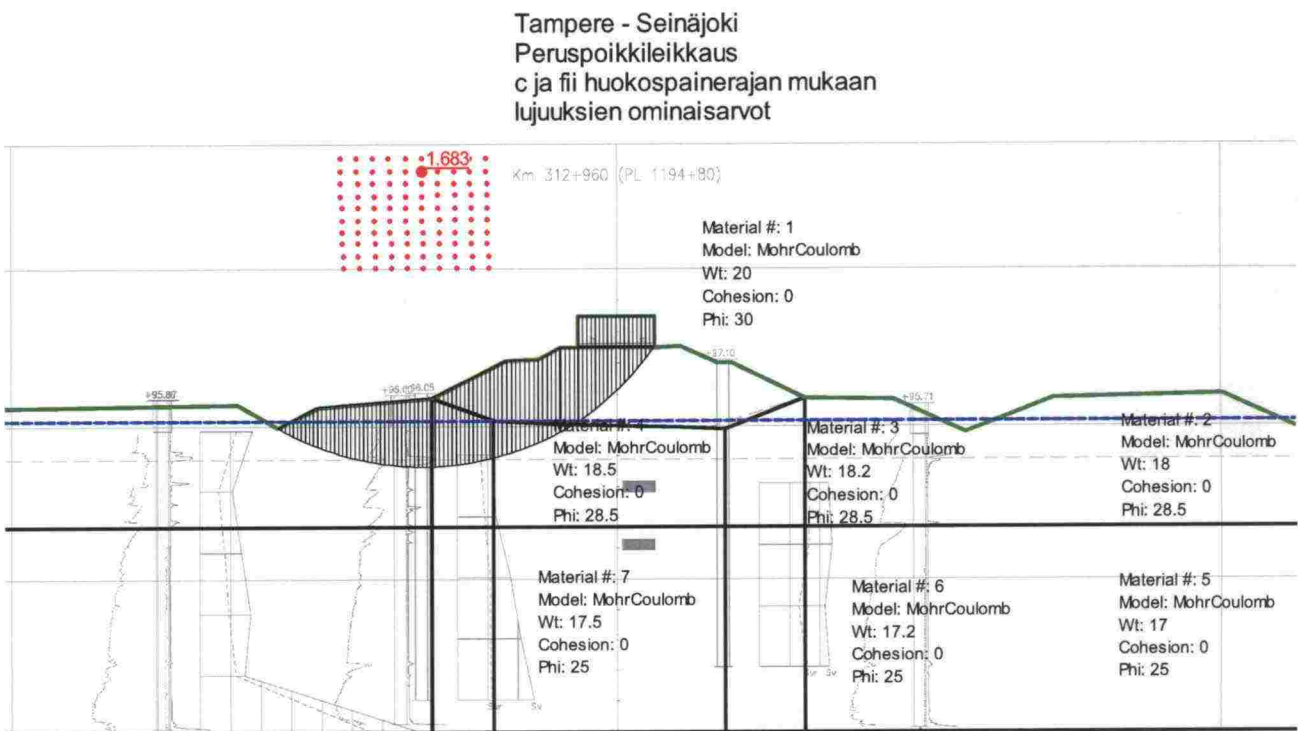
Kuva 34. Lujittumisen arvioiminen yhtälöiden (2)–(4) perusteella Turku–Uusikaupunki kohteessa.

5 LASKENTAOSA

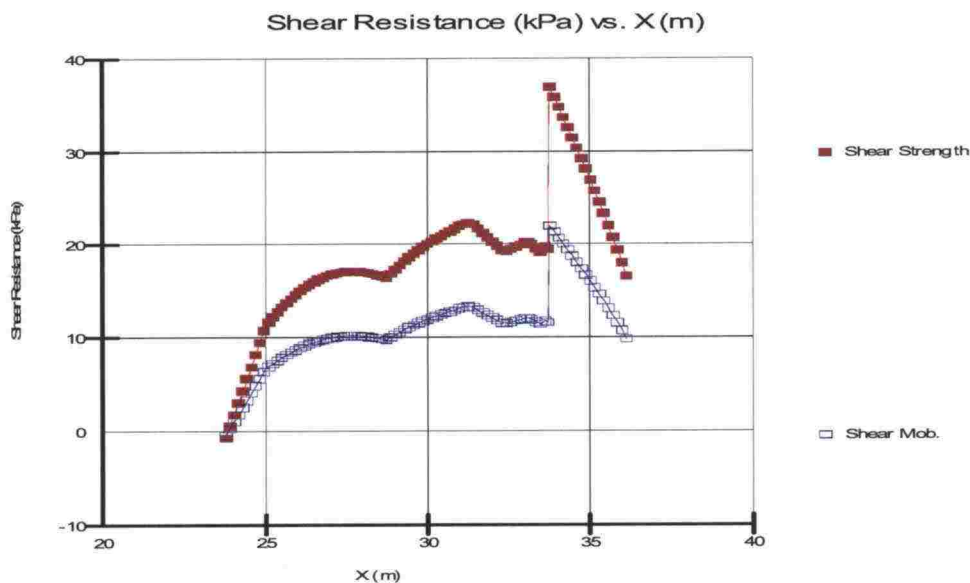
5.1 Staattinen osa

5.1.1 Osa A, peruspoikkileikkaukset ominaislujuuksilla laskettuina

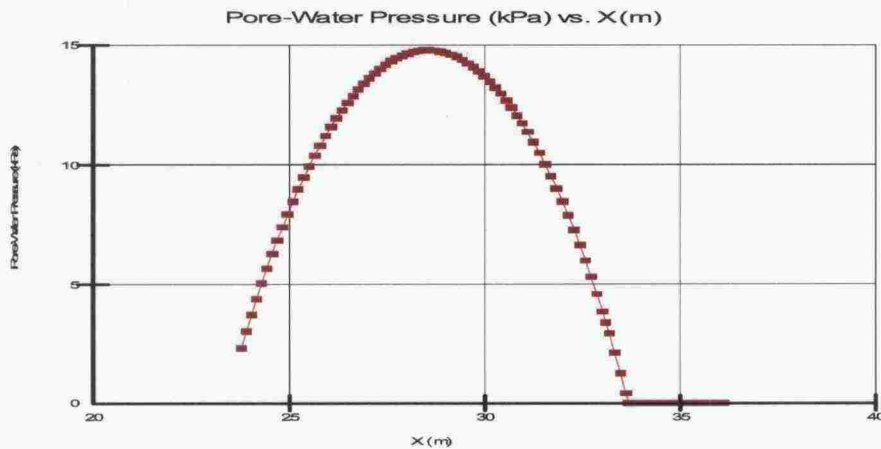
Tampere-Seinäjoki
Laskenta $c'-\phi'$ -menetelmällä



Kuva 1. Laskenta poikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta

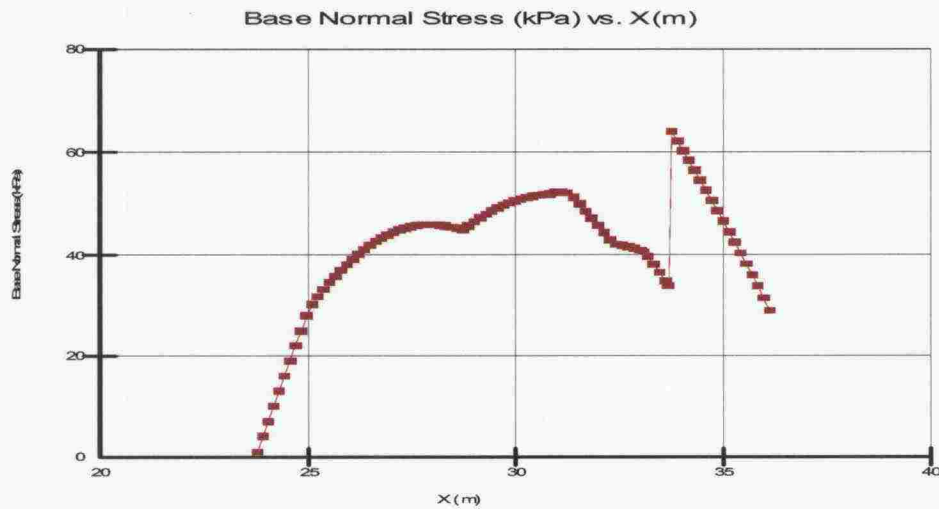


Kuva 2. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus (lamellimenetelmä)



Kuva 3. Huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.

Vaarillisimmalla liukupinnalla vaikuttava huokosvedenpaine on suoraan annetun pohjavedenpinnan (huokospaineen nollataso) mukainen paine. Se, ettei junasta aiheudu liukupinnalle huokosveden lisäpainetta, johtuu siitä, ettei liukupinta alita junakuormaa perusmaassa. Penger on mallinnettu hyvin vettäläpäisevänä.

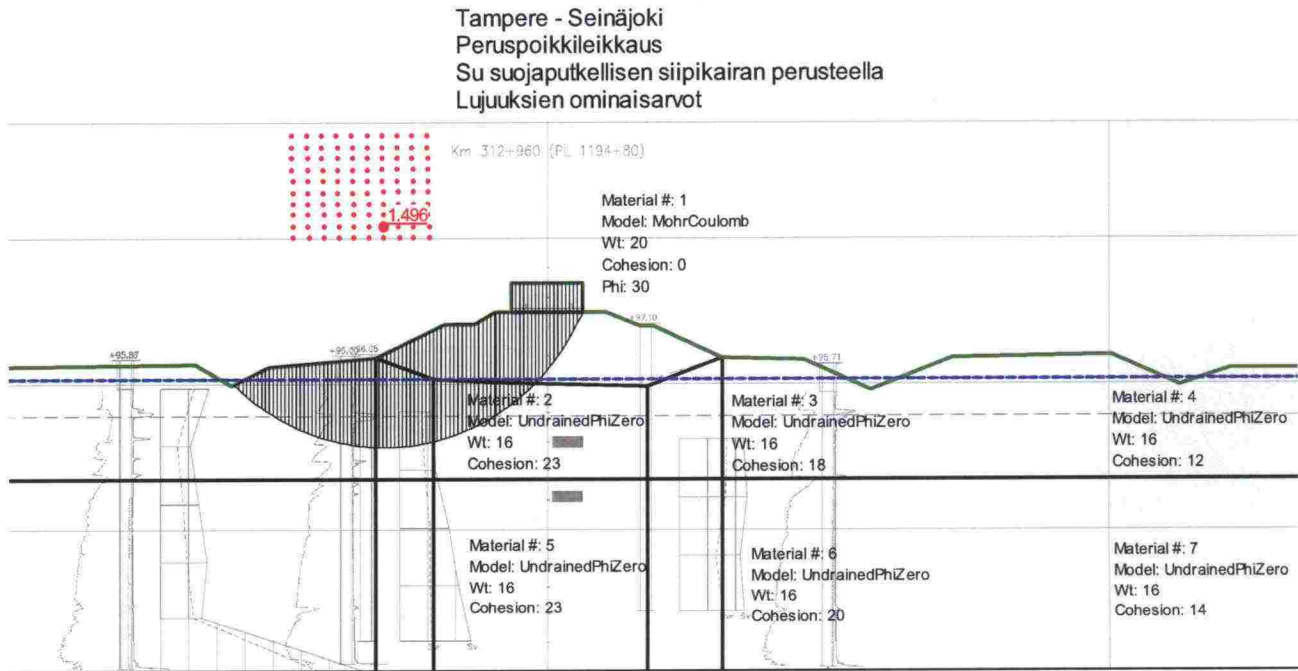


Kuva 4. Normaalijännitys s liukupinnalla.

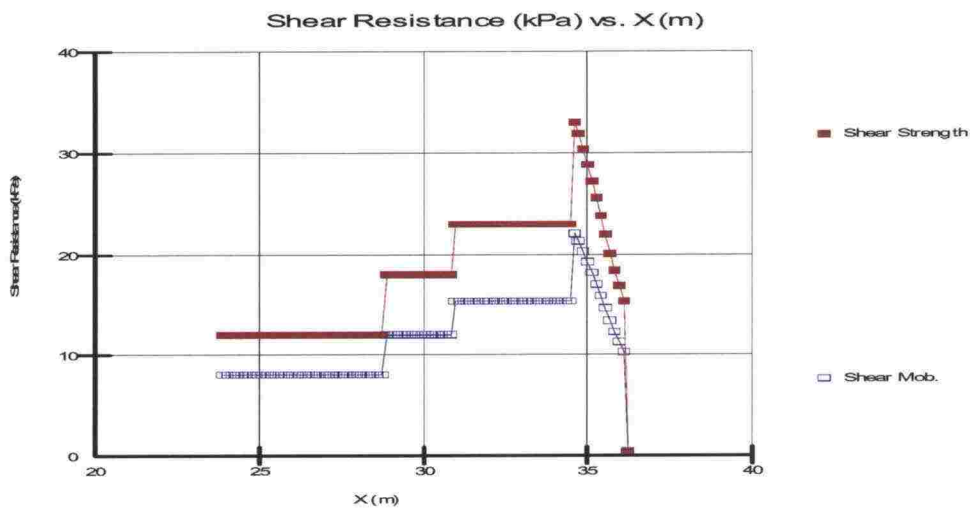
Materiaalien 2, 3 ja 4 (kuva 1) rajapintojen x-koordinaatit ovat vastaavasti noin 29 ja 31. Liukupinnan ja penkereen pohjan leikkauspisteen x-koordinaatti on noin 33,5 ja junakuorman x-koordinaatit ovat 33,7 ... 36,2.

Kuvasta 4 nähdään, että junakuorma lisää s' :n arvoa vain suoraan kuorman alla. Koska lujuus on suoraan verrannollinen s' :n arvoon, huokospaineen korottaminen muualla kuin suoraan kuorman alla johtaisi liian pieneen lujuuteen.

Tampere-Seinäjoki Laskenta s_u -menetelmällä



Kuva 5. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta



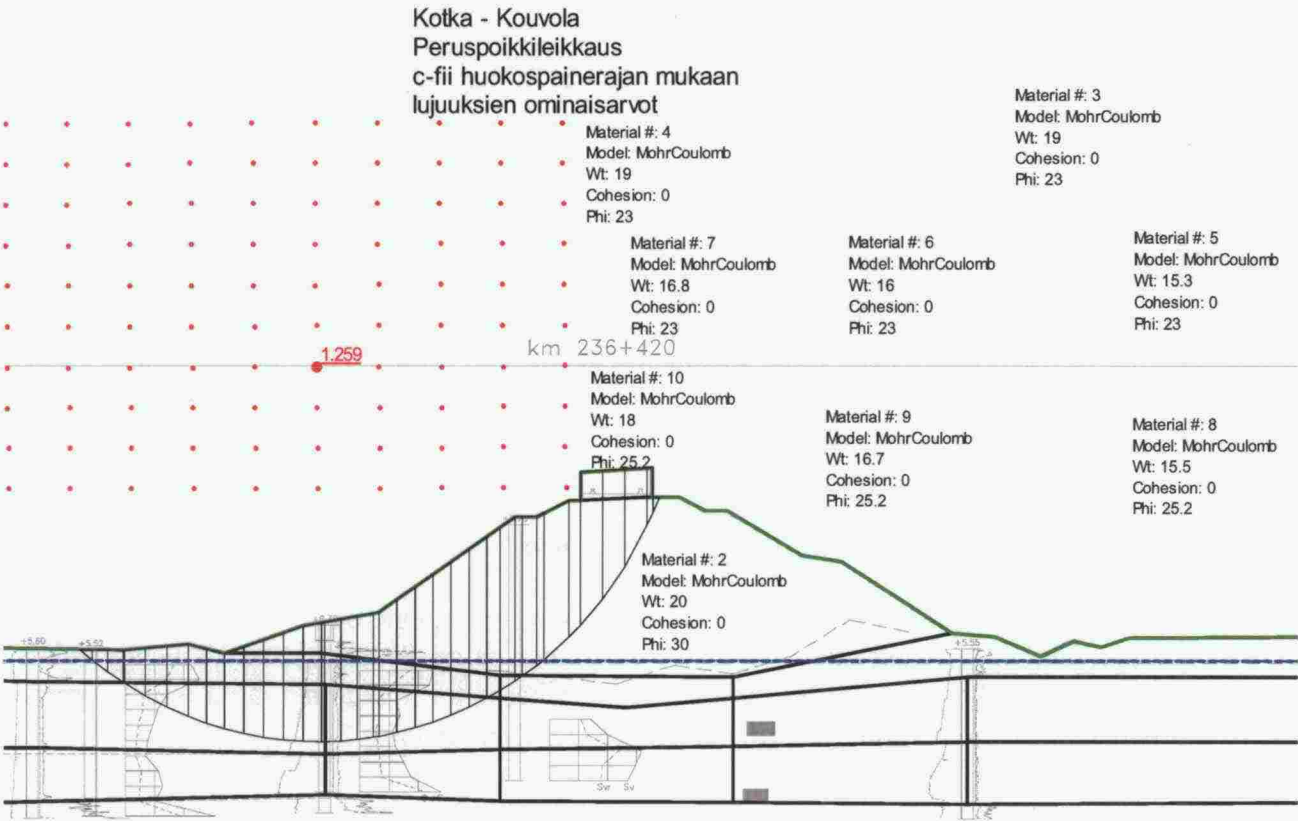
Kuva 6. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus (lamellimenetelmä)

Koska s_u -menetelmässä käytetään kiinteää s' :n arvosta riippumatonta lujuusprofiilia, ei huokospaineen arvolla ole vaikutusta liukupinnan lujuuteen.

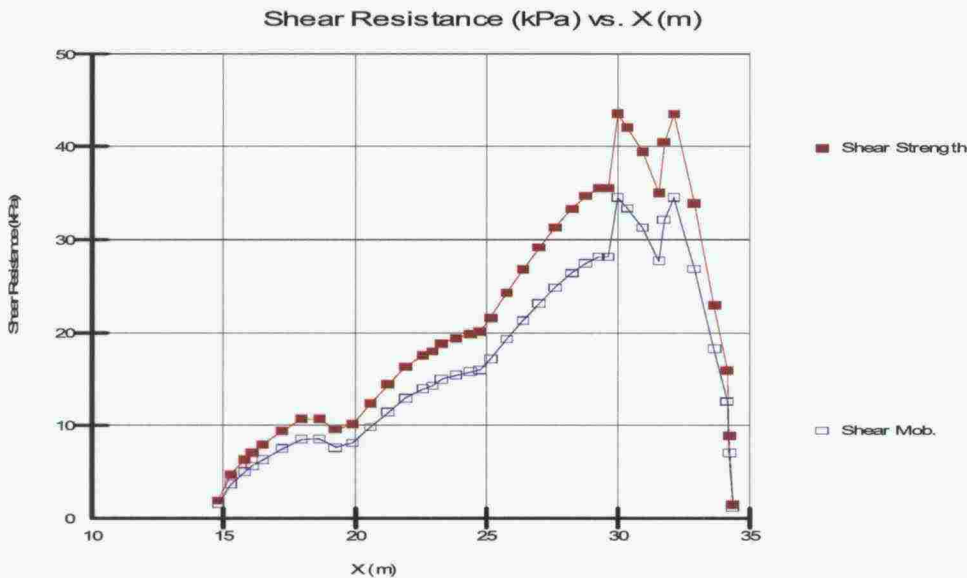
Vertaamalla kuvien 2 ja 6 lujuuksia liukupinnoilla voidaan todeta niiden vastaavan keskimäärin toisiaan. Penkereen alla siipikaira antaa jopa suurempia lujuuksia kuin ϕ .

Kuormittamattomalla maapohjalla siipikaira antaa taas pienemmän lujuuden kuin ϕ , aivan pintakerrosta lukuun ottamatta.

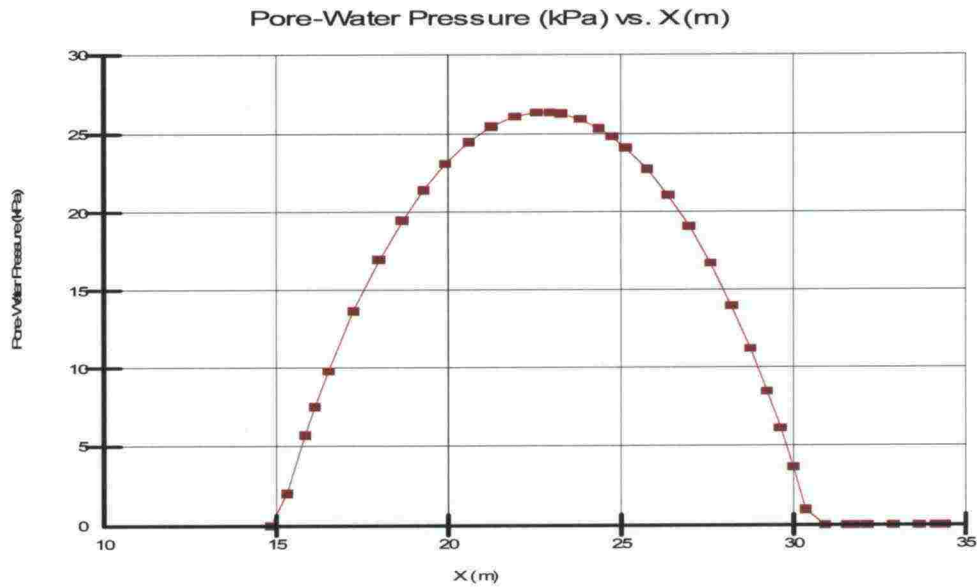
Kotka-Kouvola
Laskenta $c'-\phi'$ -menetelmällä



Kuva 7. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta

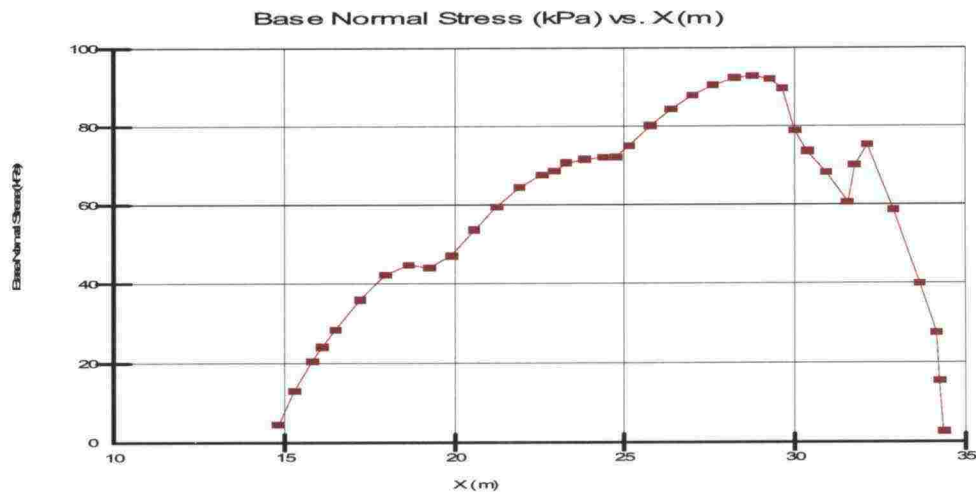


Kuva 8. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus (lamellimenetelmä)



Kuva 9. Huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.

Vaarillisimmalla liukupinnalla vaikuttava huokosvedenpaine on suoraan annetun pohjavedenpinnan (huokospaineen nollataso) mukainen paine. Se, ettei junasta aiheudu liukupinnalle huokosveden lisäpainetta, johtuu siitä, ettei liukupinta alita junakuormaa perusmaassa. Penger on mallinnettu hyvin vettä läpäisevänä.



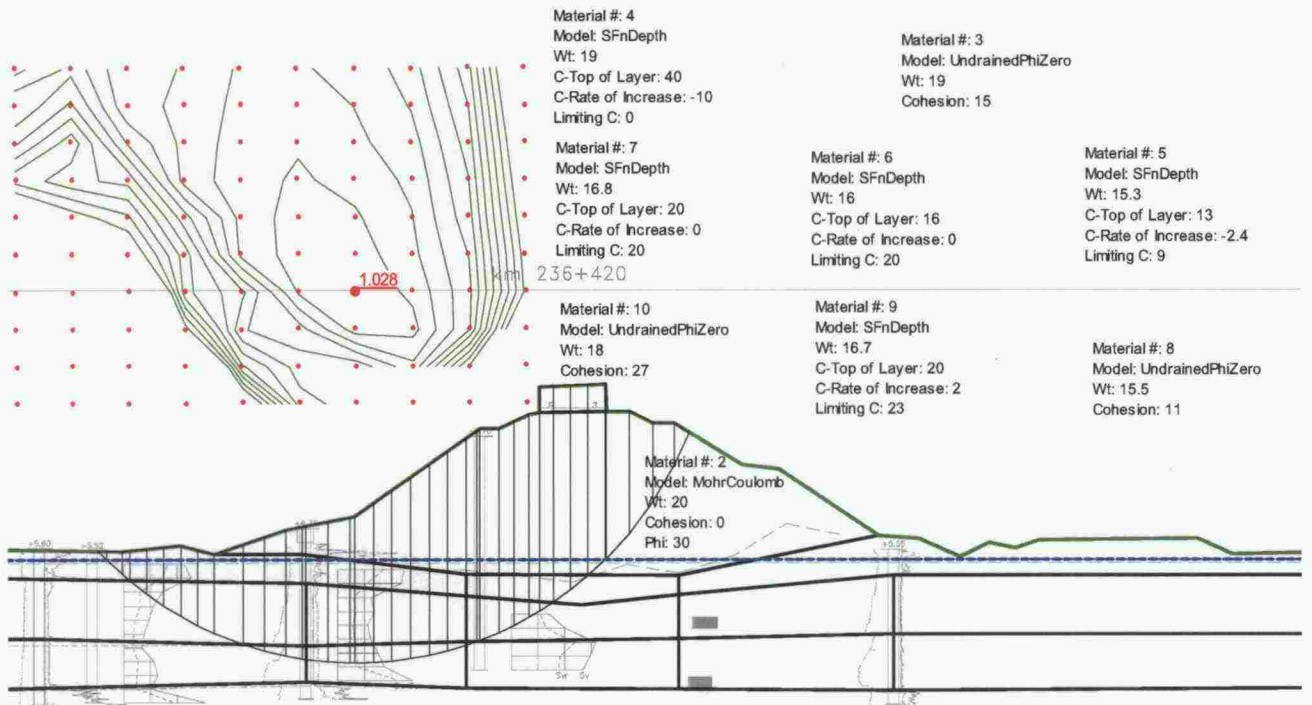
Kuva 10. Normaalijännitys s liukupinnalla.

Materiaalien ja liukupinnan (kuva 7) rajapintojen x-koordinatit ovat vasemmalta oikealle noin 16,4, 20,9, 23, 29,5, 32,3 ja 33,6. Junakuorman x-koordinaatit ovat 31,8...34,3.

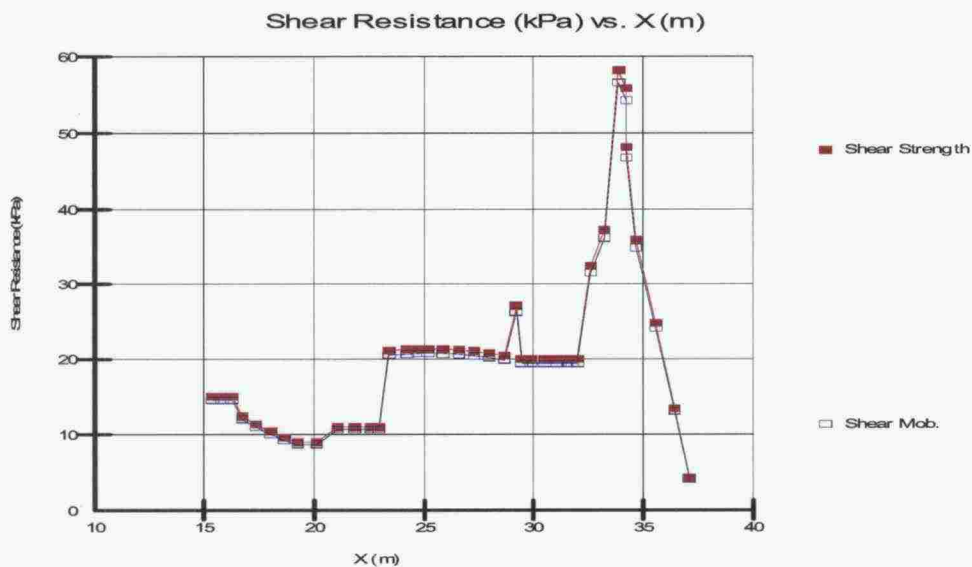
Kuvasta 10 nähdään, että junakuorma lisää s' :n arvoa vain suoraan kuorman alla. Koska lujuus on suoraan verrannollinen s' :n arvoon, huokospaineen korottaminen muualla kuin suoraan kuorman alla johtaisi liian pieneen lujuuteen.

Kotka-Kouvola Laskenta s_u -menetelmällä

Kotka - Kouvola
peruspoikkileikkaus
Su siipikairalla
Lujuuksien ominaisarvot



Kuva 11. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta

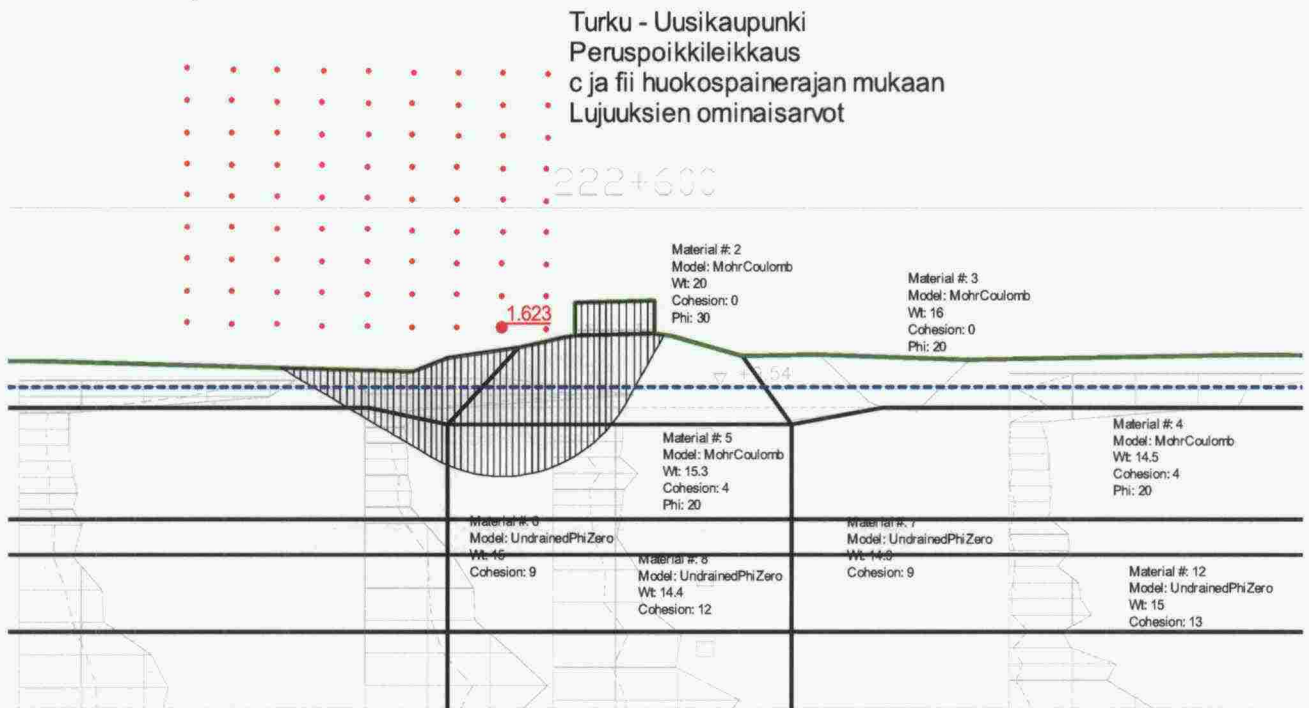


Kuva 12. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus (lamellimenetelmä)

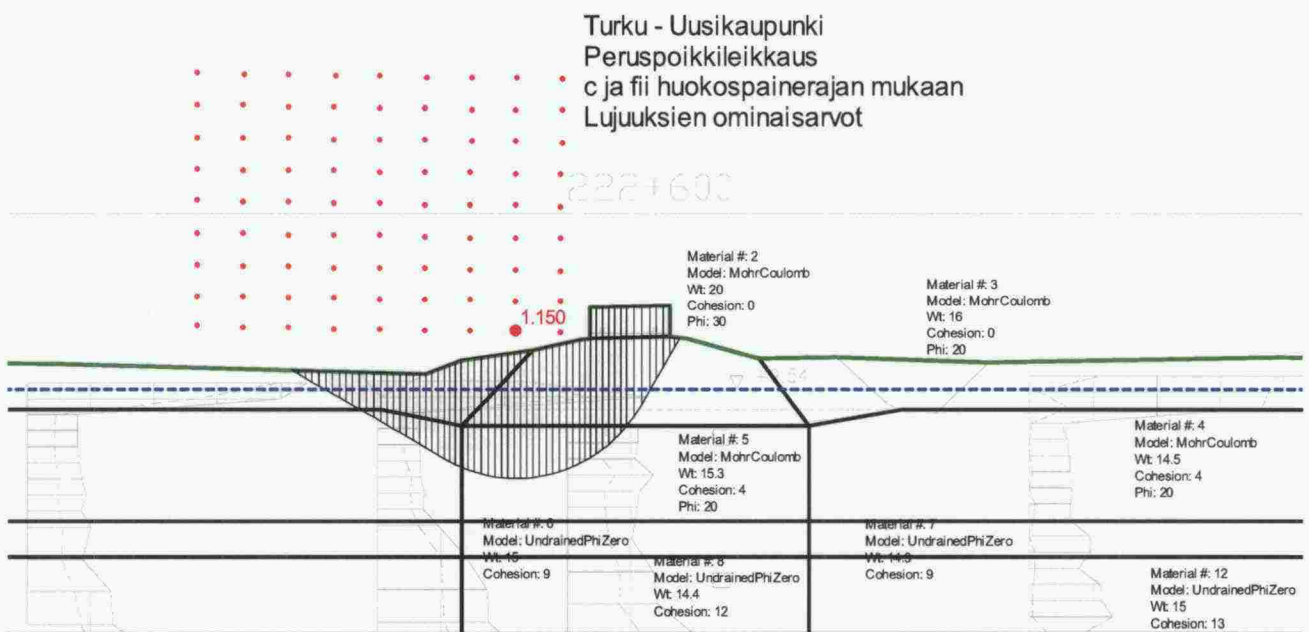
Koska s_u -menetelmässä käytetään kiinteää s' :n arvosta riippumatonta lujuusprofiilia, ei huokospaineen arvolla ole vaikutusta liukupinnan lujuuteen.

Vertaamalla kuvien 8 ja 12 lujuuksia liukupinnoilla voidaan todeta niiden vastaavan keskimäärin toisiaan. Lujuuksien jakaantumisessa vaakasuuntaan on merkittävä ero. ϕ -lujuus seuraa kuormitusta, kun taas siipikairalla määritetty s_u antaa vaakasuunnassa portaitaan muuttuvan lujuusprofiilin. Merkittävään on, että ϕ antaa luiskan alueella olevassa muutosvyöhykkeessä vaakasuunnassa 35– > 20 kPa muuttuvan lujuuden. Tämä on selvästi suurempi kuin siipikairalla mitattu lujuus. Merkittävin ero syntyykin lujuuden arvoista penkereen alla.

Turku–Uusikaupunki Laskenta $c'-\phi'$ -menetelmällä

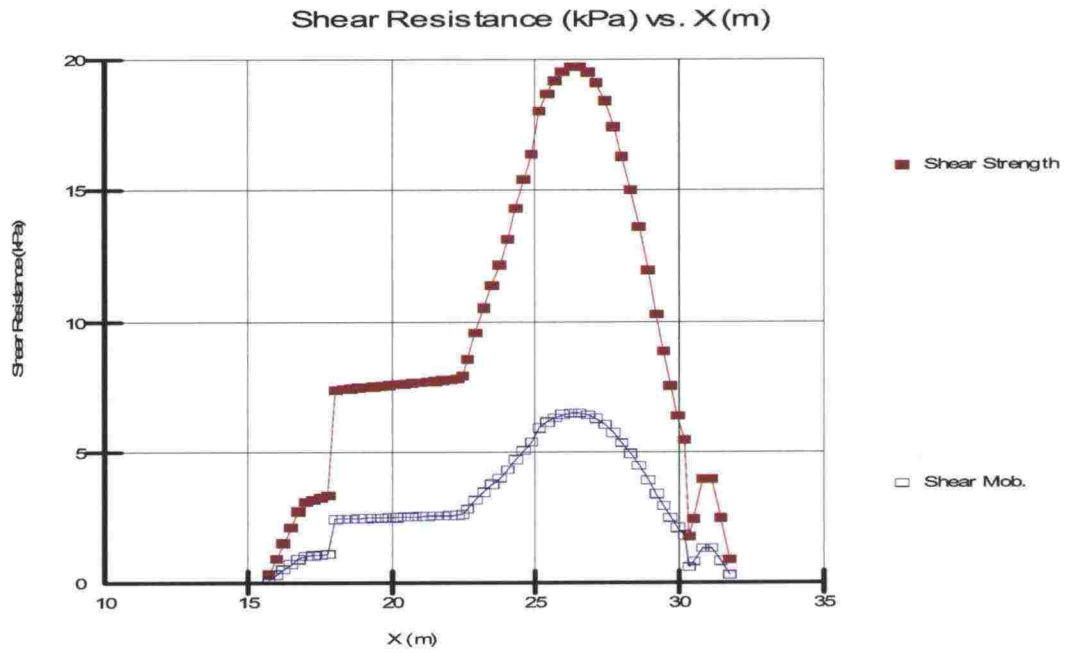


Kuva 13. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta Morgestern–Price-method

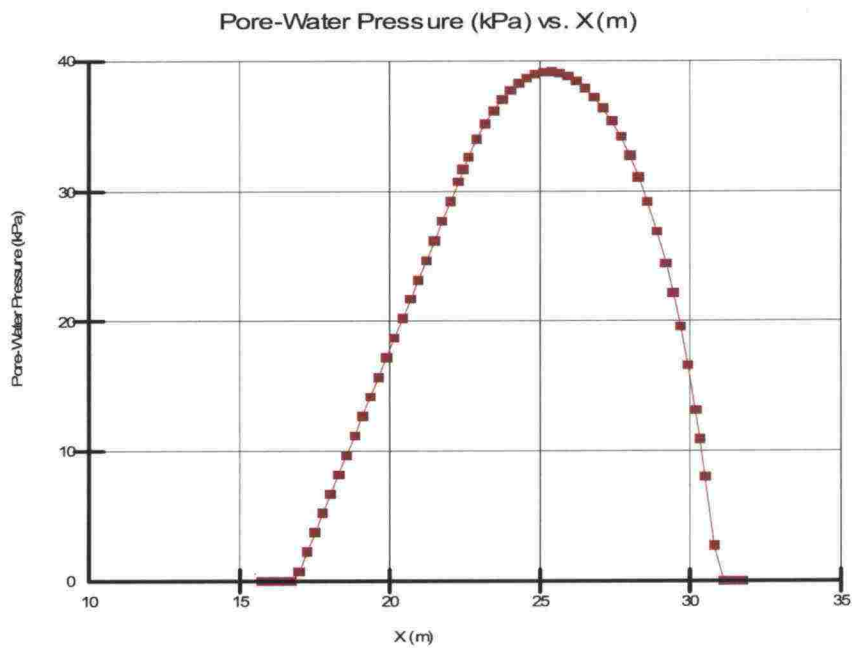


Kuva 14. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta Ordinary-method

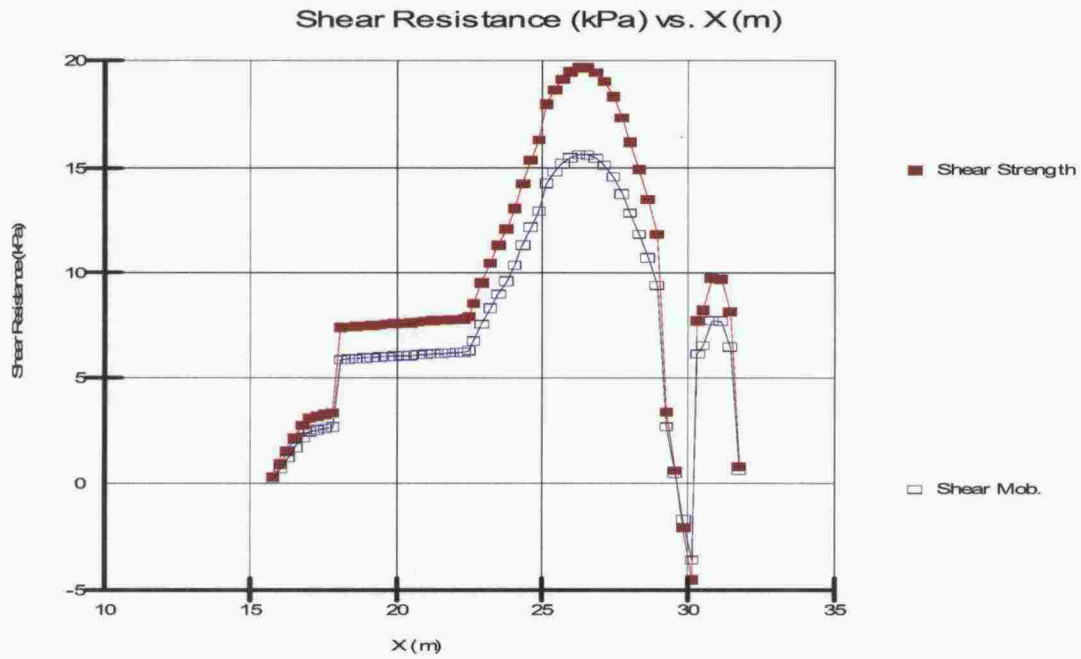
Kuvista 13 ja 14 nähdään, että lamellien välisten voimien huomioinnilla (Morgestern–Price) on merkitystä.



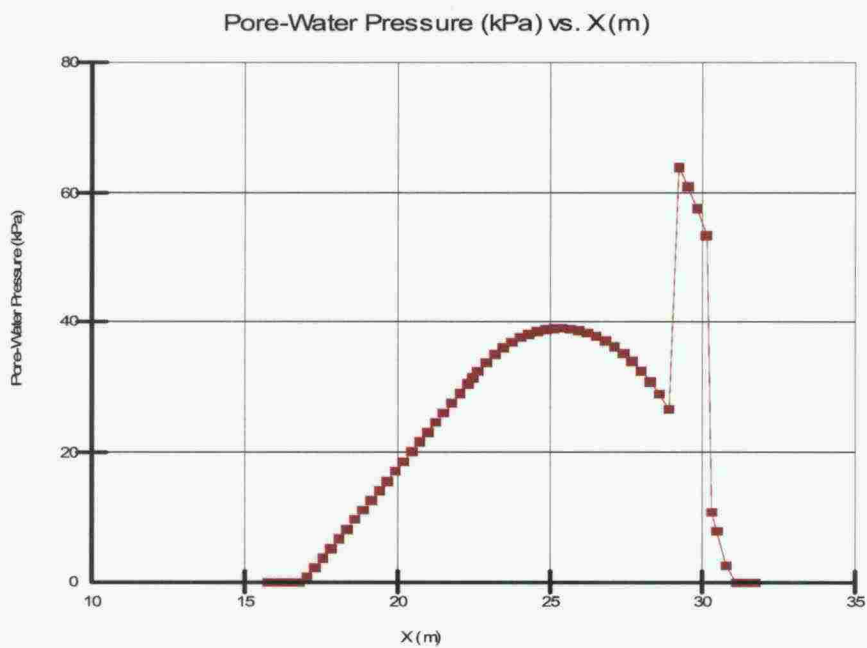
Kuva 15. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus, Ordinary-method, ilman juna



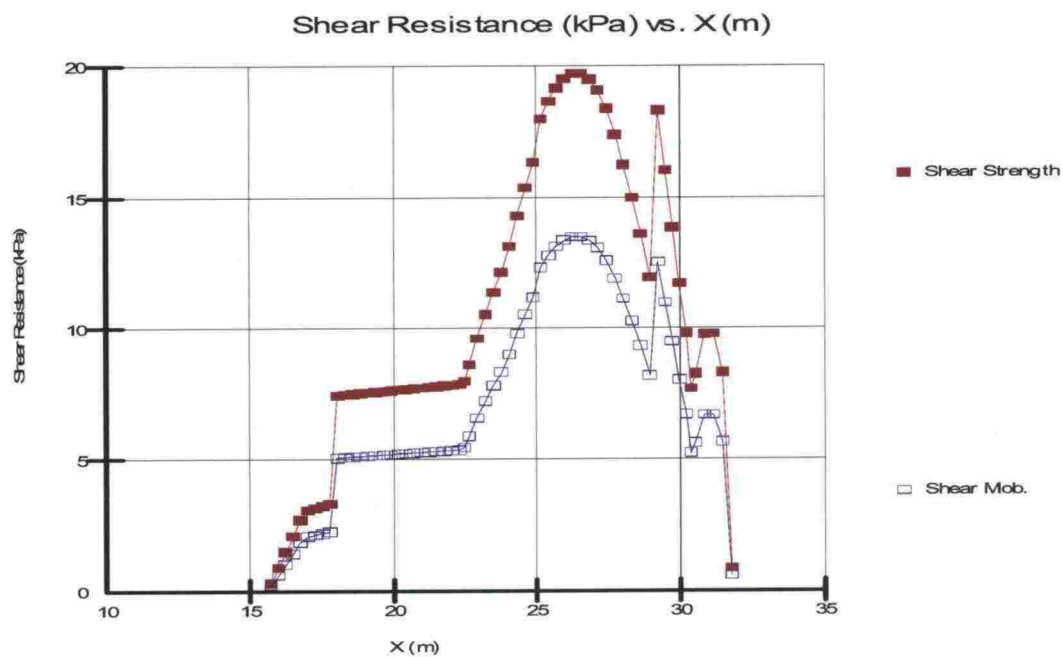
Kuva 16. Edellistä vastaava huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.



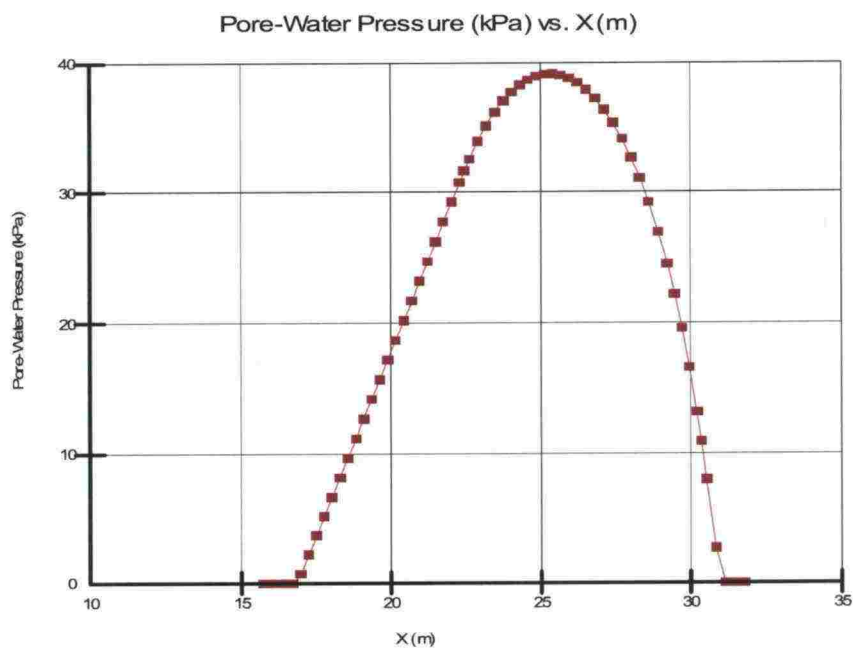
Kuva 17. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus, Ordinary-method, junalla, du = junakuorma.



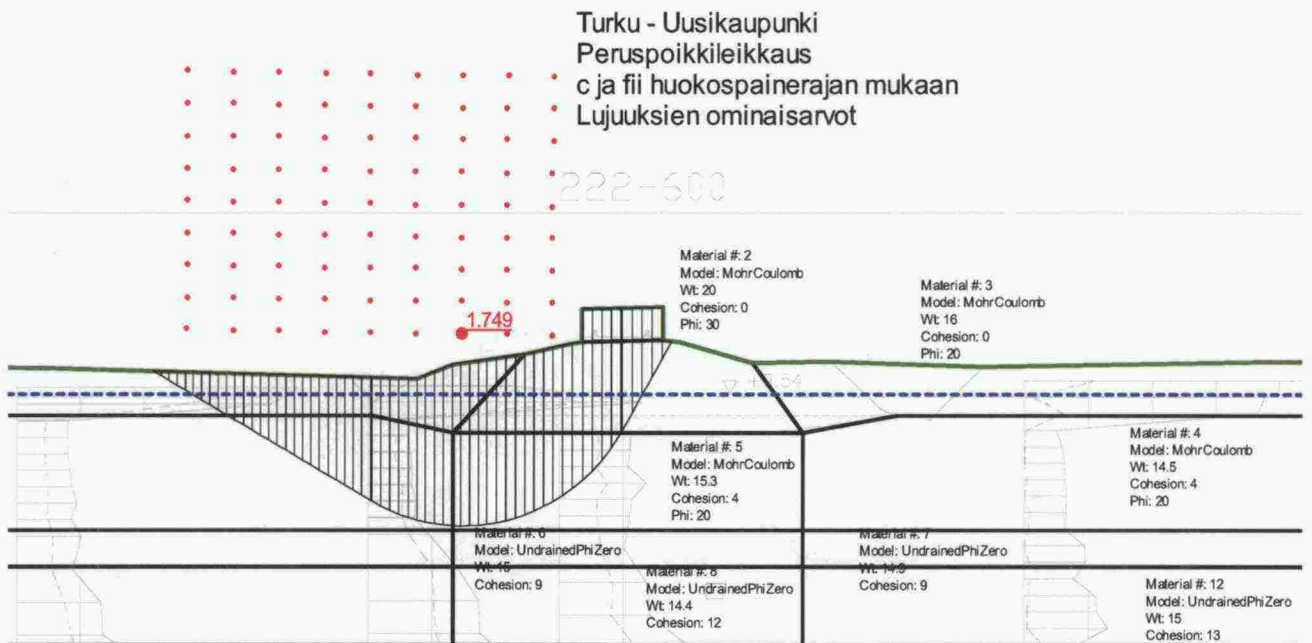
Kuva 18. Edellistä vastaava huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.



Kuva 19. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus, Ordinary-method, juna-kuorma, $du = 0$



Kuva 20. Edellistä vastaava huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.



Kuva 21. Edellisiä kuvia 15...18 vastaava liukupinta.

Kuvista 15...20 voidaan tehdä seuraavat huomiot:

Kun tarkastellaan junakuorman kohtaa pohjamaassa penkereen alla $x = 29,0...30,3$
Noin $x = 17$ oleva pudotus lujuudessa johtuu siitä, ettei kuivakuoressa ole käytetty koheesiota kuten alapuoleisessa maassa.

”Oikea lujuus” suljetussa tilassa olisi kuvan 15 mukainen

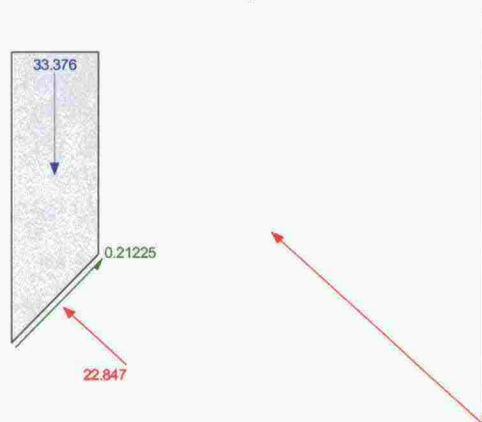
Junakuorma kasvattaa leikkauslujuutta n. 6 kPa, mikäli huokospainetta ei mallinneta, kuva 19.

Kuvasta 17 nähdään, että käytettäessä Ordinary-menetelmää aliarvioidaan junakuorman alla saven lujuutta B_{par} arvolla 1, ts. yliarvioidaan huokospainetta.

Kuvan 17 mukainen lujuuden aliarviointi johtuu seuraavasta syystä:

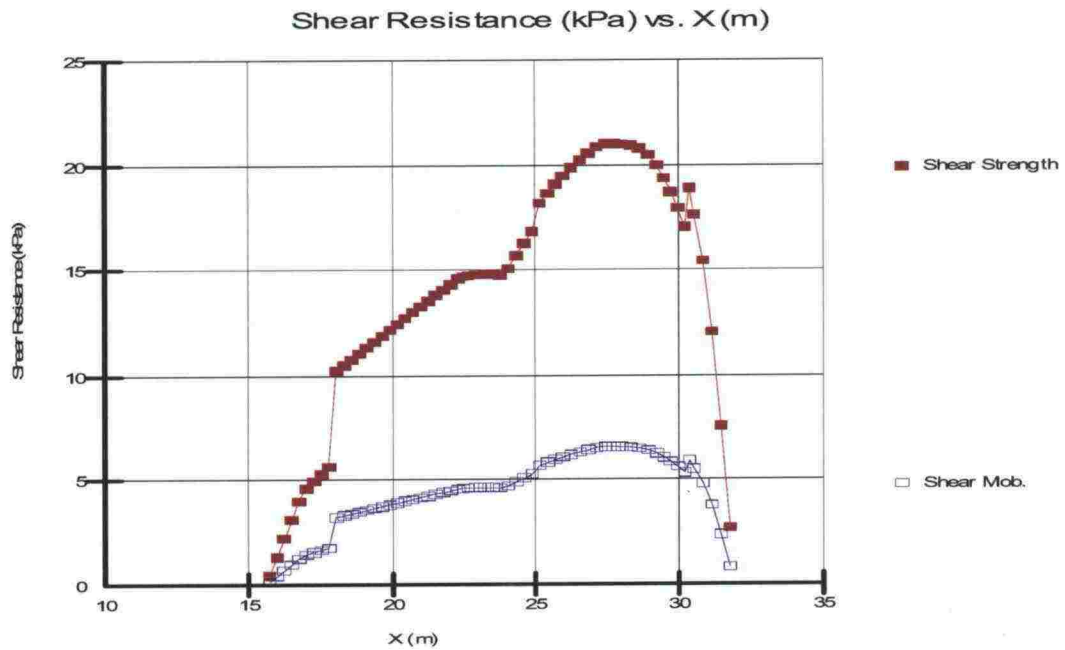
- Liukupinta on kyseisellä alueella melko kalteva, jolloin junakuorman kumoavan huokospaineen pitäisi olla junakuorman liukupinnan pohjaa vastaan kohtisuoran komponentin suuruinen. Mallinnuksessa se on pystykomponentin suuruinen.

Slice 52 - Ordinary Method

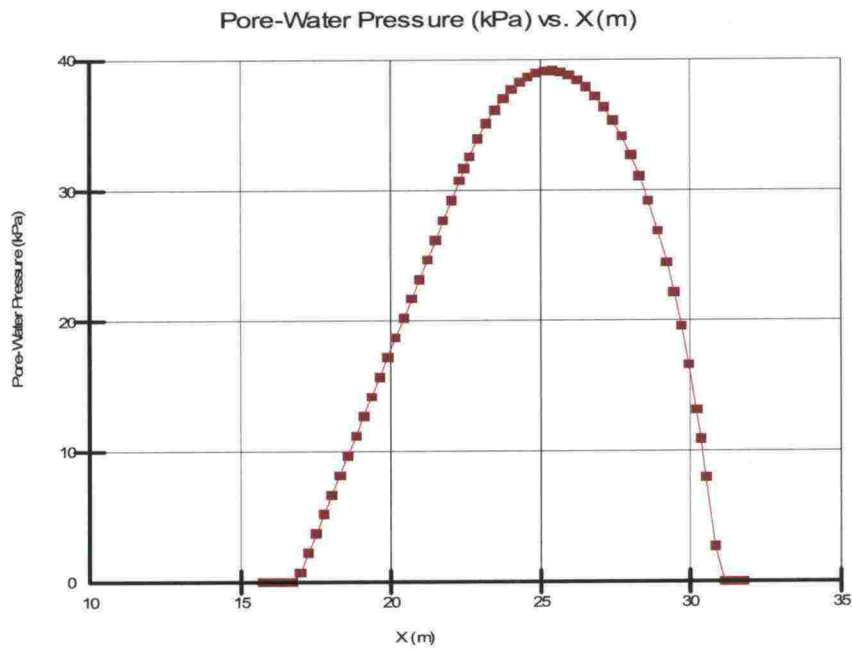


Kuva 22. Yksittäinen lamelli junan alta; Ordinary-method.

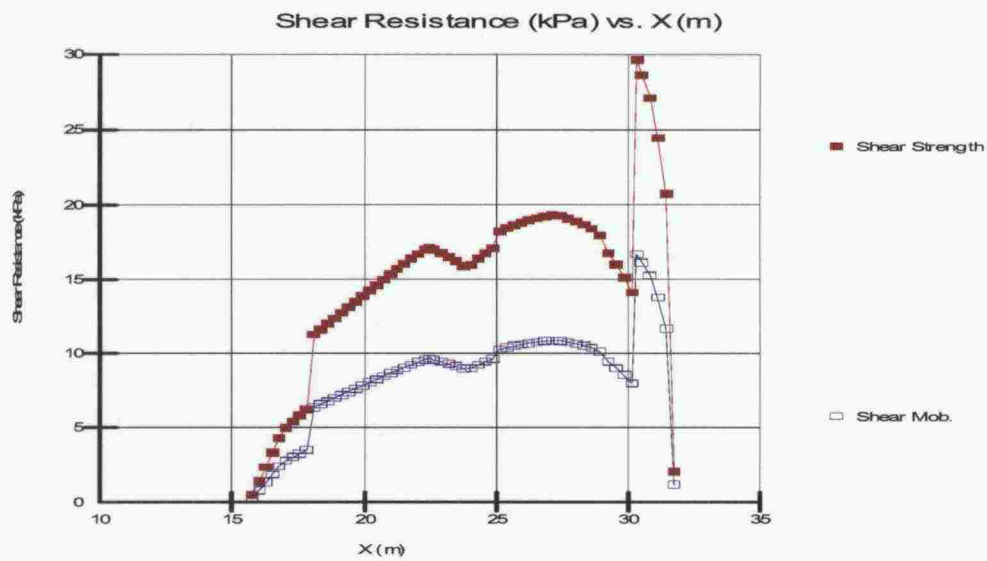
Seuraavassa on esitetty kuvia 15...20 vastaavat kuvat Morgestern–Price mukaan laskettuina.



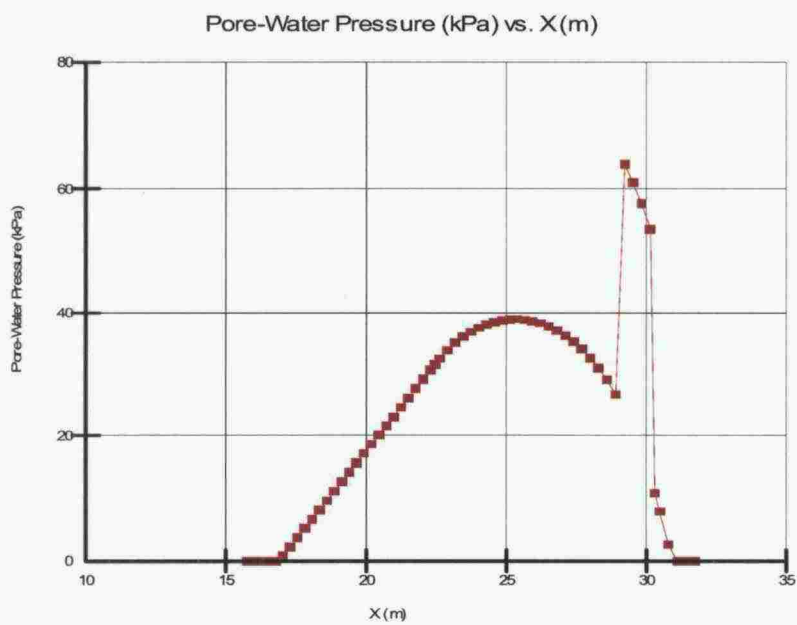
Kuva 23. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus, Morgestern–Price-method, ilman juna



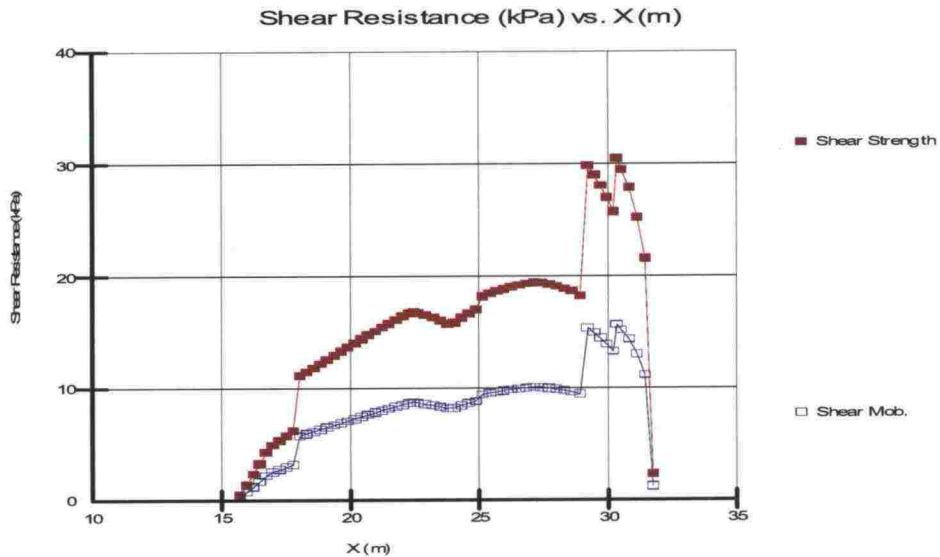
Kuva 24. Edellistä vastaava huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.



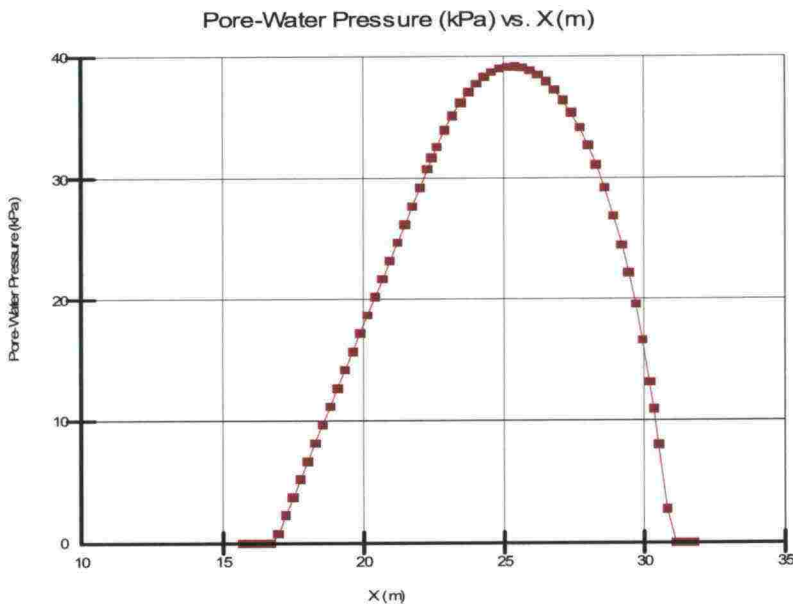
Kuva 25. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus, Morgestern-Price-method, junalla, du = junakuorma.



Kuva 26. Edellistä vastaava huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.



Kuva 27. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus, Morgestern–Price-method, junakuorma, $du = 0$



Kuva 28. Edellistä vastaava huokosvedenpaine (kokonaisarvo) liukupinnalla.

Kuvista 23...28 voidaan tehdä seuraavat huomiot:

Junakuorman kohta pohjamaassa penkereen alla $x = 29,0 \dots 30,3$

”Oikea lujuus” suljetussa tilassa olisi kuvan 23 mukainen.

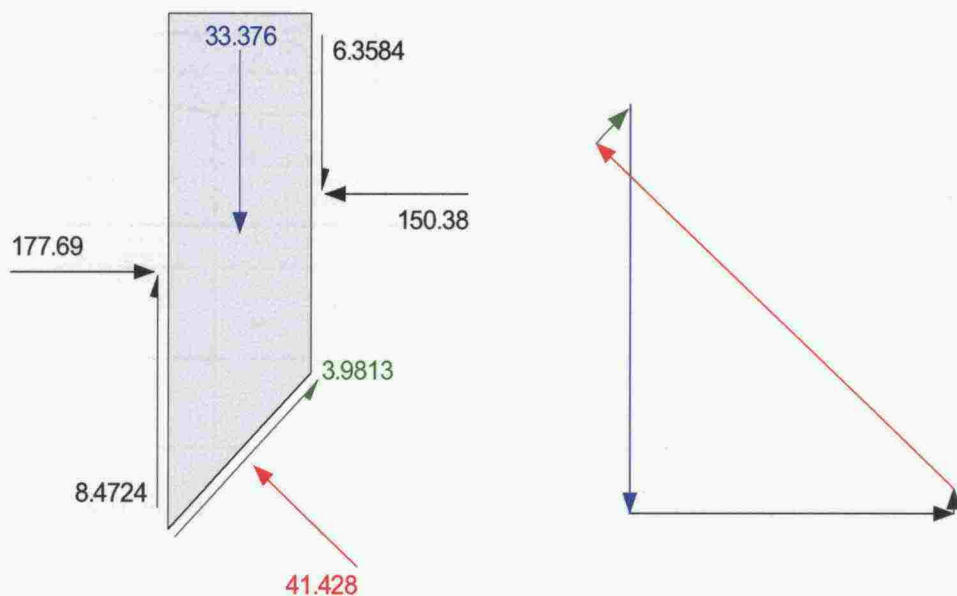
Kuvista 25 ja 27 nähdään, että lamellien välisten voimien huomiointi vaikuttaa normaalijännitykseen ja sitä kautta leikkauslujuuteen myös junakuorman ulkopuolella. vrt. $x = 25$.

Kuvasta 25 nähdään, että käytettäessä Morgestern–Price-menetelmää saadaan B_{par} arvolla 1 lähellä oikeaa oleva leikkauslujuus savessa, ts. kumottua junakuorman vaikutus.

Verrattaessa alla olevaa kuvaa 29 kuvaan 22 nähdään selvästi ero voimatasapainon toteuttavan ja ei-toteuttavan menetelmän välillä.

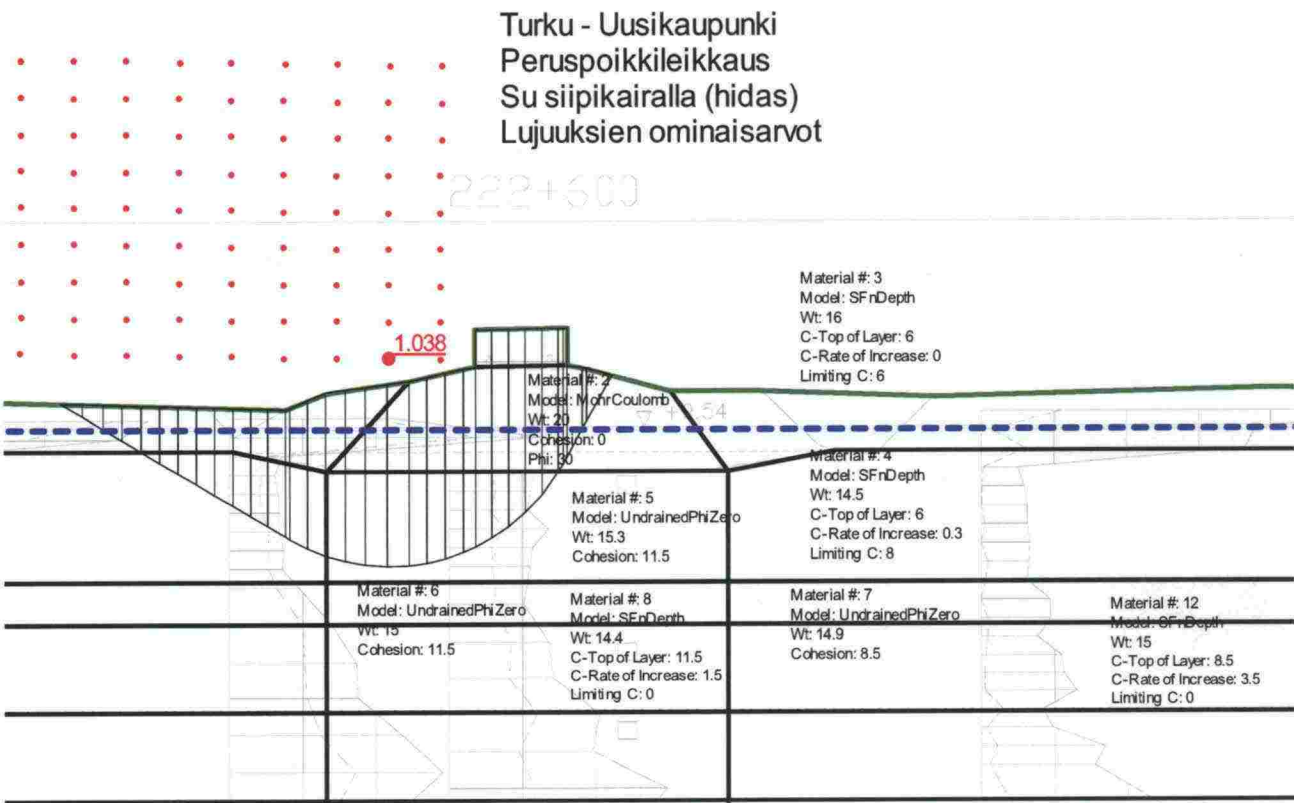
Mikäli käytetään B_{par} arvoa 1,0, saadaan hieman varmalla puolella olevia lujuuksia junan alla. Ero on pieni.

Slice 52 - GLE Method

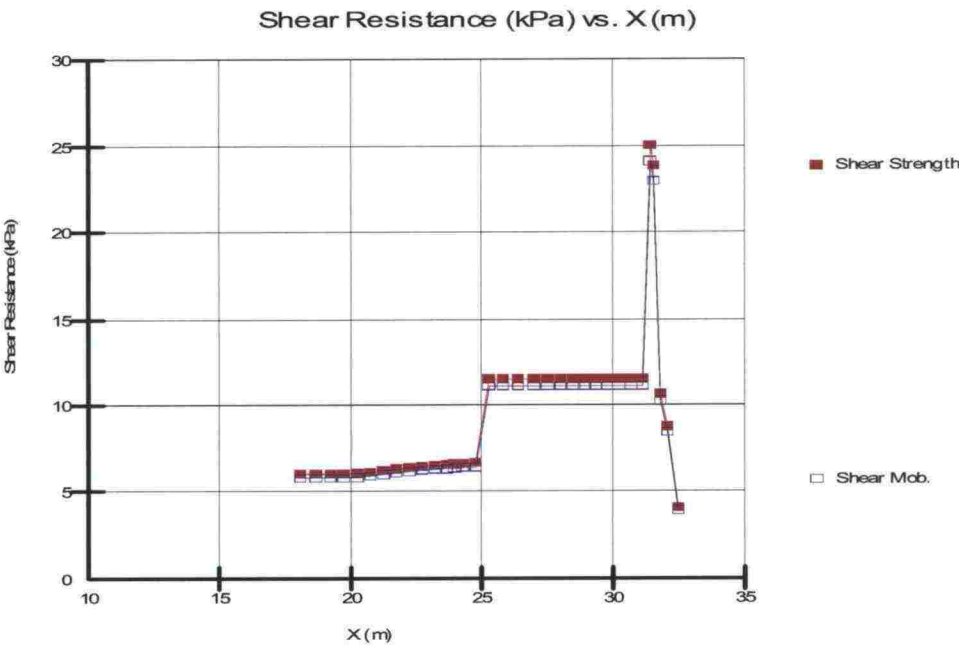


Kuva 29. Yksittäinen lamelli junan alta. Morgestern–Price-method.

Turku–Uusikaupunki
Laskenta s_u -menetelmällä

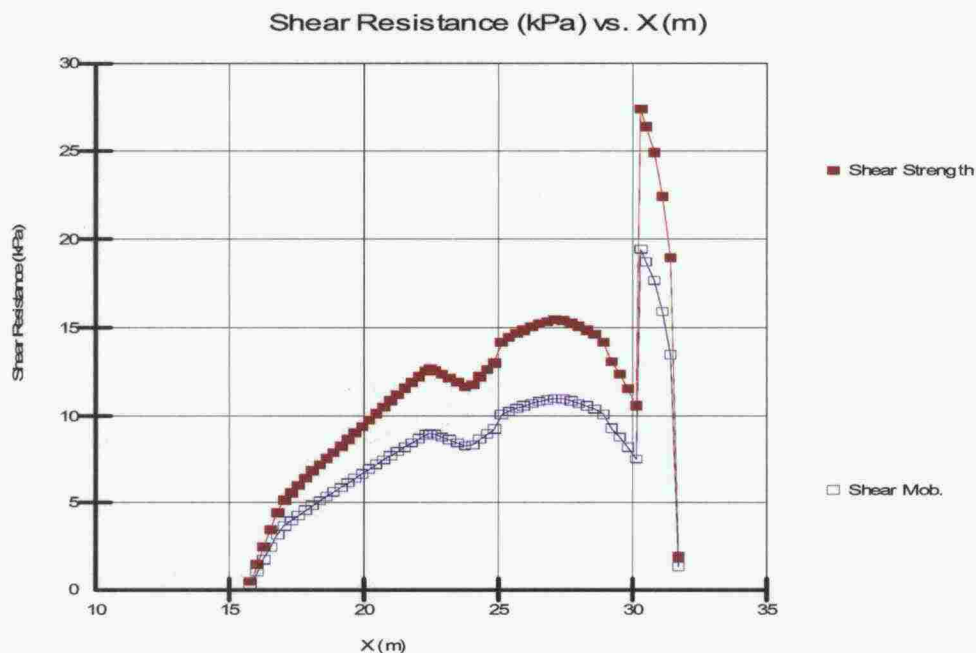


Kuva 30. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta



Kuva 31. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus (lamellimenetelmä)

Vertaamalla kuvien 31 ja 25 lujuuksia liukupinnoilla voidaan todeta että ϕ :n perusteella laskettu lujuus on noin kaksinkertainen verrattuna siipikairalla mitattuun lujuuteen. Sama ero näkyy myös varmuuskertoimista.

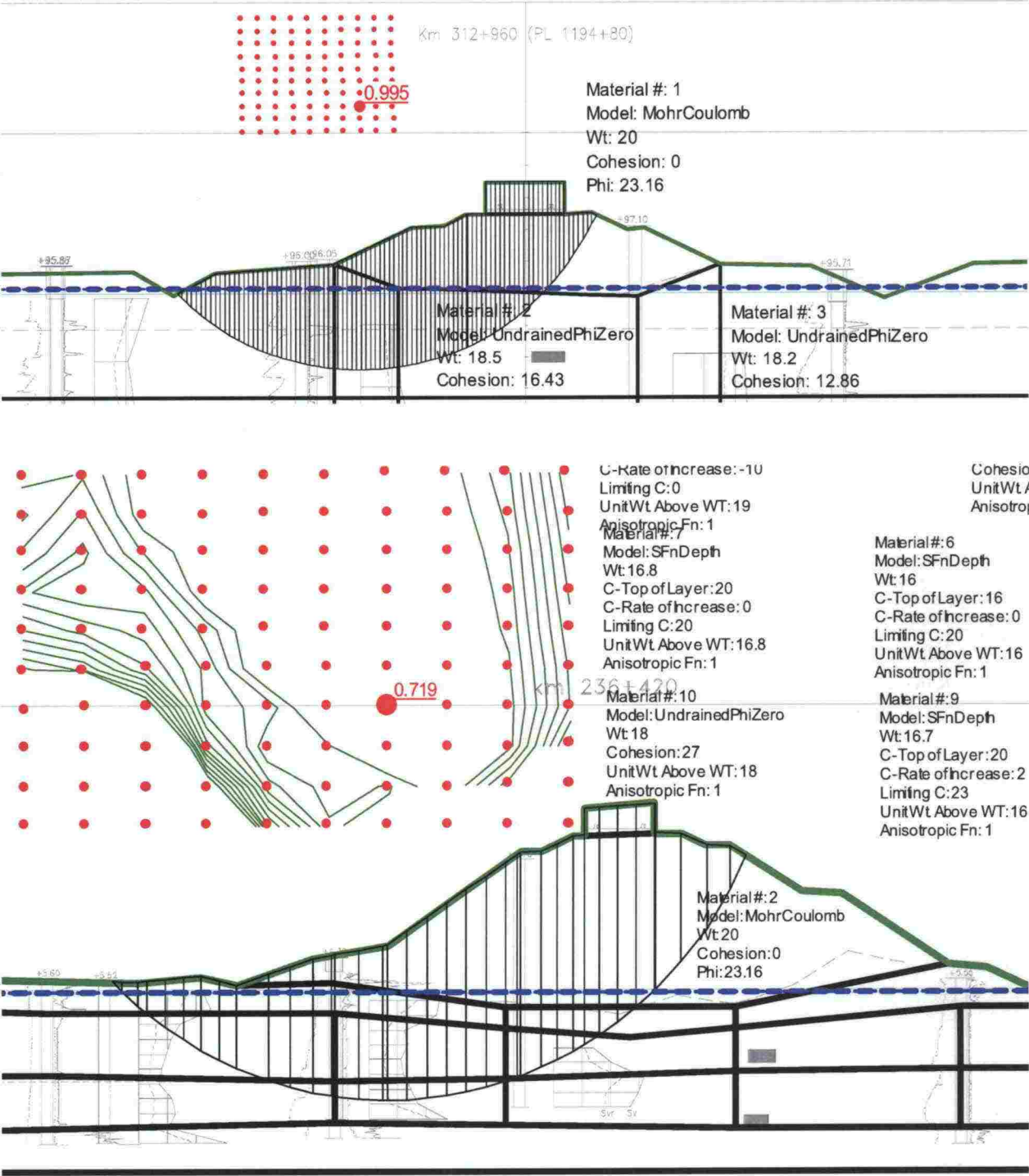


Kuva 32. Leikkauspinnanlujuus ϕ :n mukaan laskettuna, kun c on nolla. Vastaava $F = 1,316$.

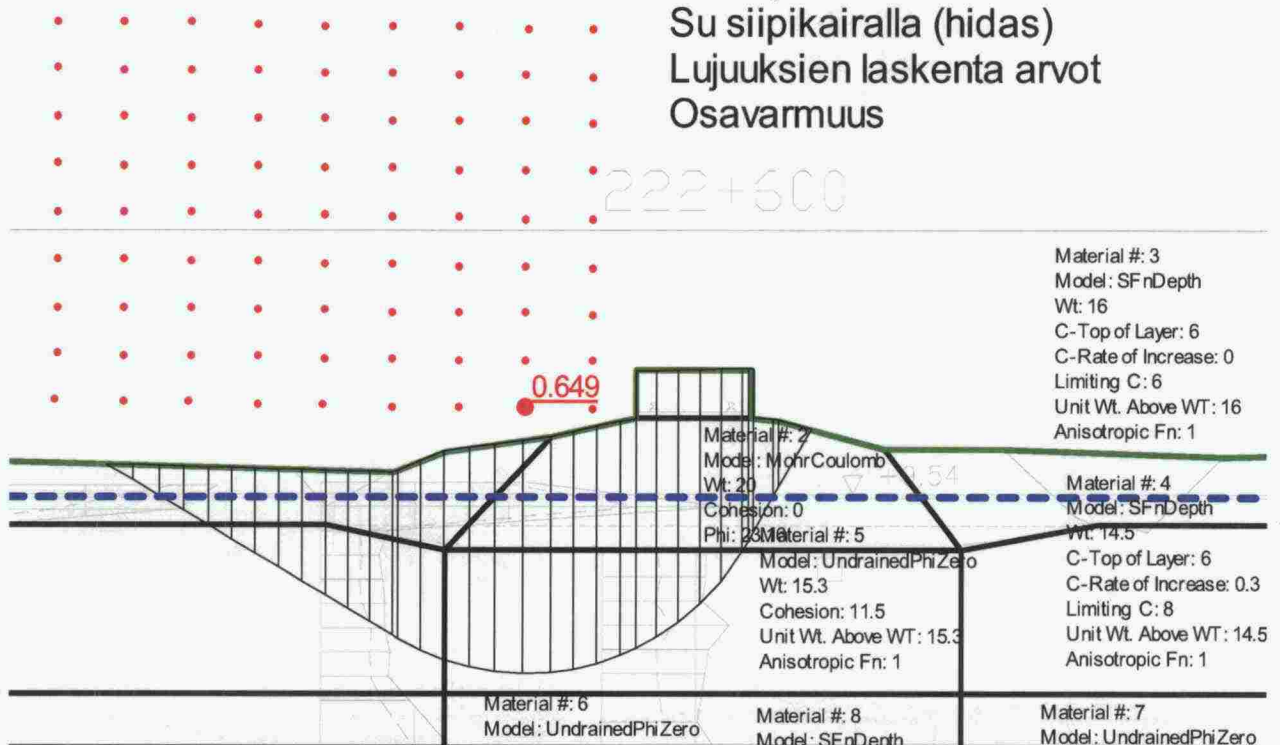
Kuvasta 32 nähdään, että käyttämällä koheesio arvoa nollaa (mitatta 4 kPa), saadaan leikkauslujuudeksi noin 1,5 kertainen verrattuna siipikairalla mitattuun arvoon. Varmuuskertoimen minimiarvo on ϕ :n mukaan laskettuna 1,31 ja s_u :n mukaan laskettuna 1,04. Ero on noin 26 %, Tampere–Seinäjoki kohteessa vastaava ero on 12 % ja Kotka–Kouvola kohteessa 22 %. Jos koheesio otetaan mukaan, on ero Turku–Uusikaupunki kohteessa 56 %.

Edelliset poikkileikkaukset laskettuina ohje esityksen 15.3.05 mukaisilla osavarmuuksilla.

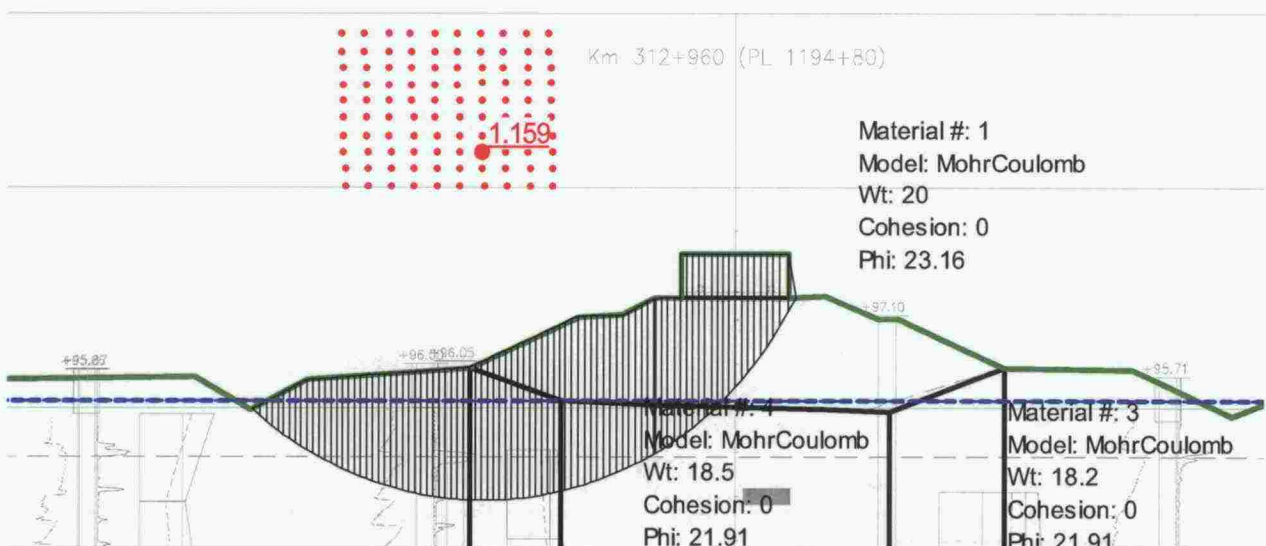
Tampere - Seinäjoki
Peruspoikkileikkaus
Su suojaputkellisen siipikairan perusteella
Lujuuksien laskenta arvot
Osavarmuusmenetelmä



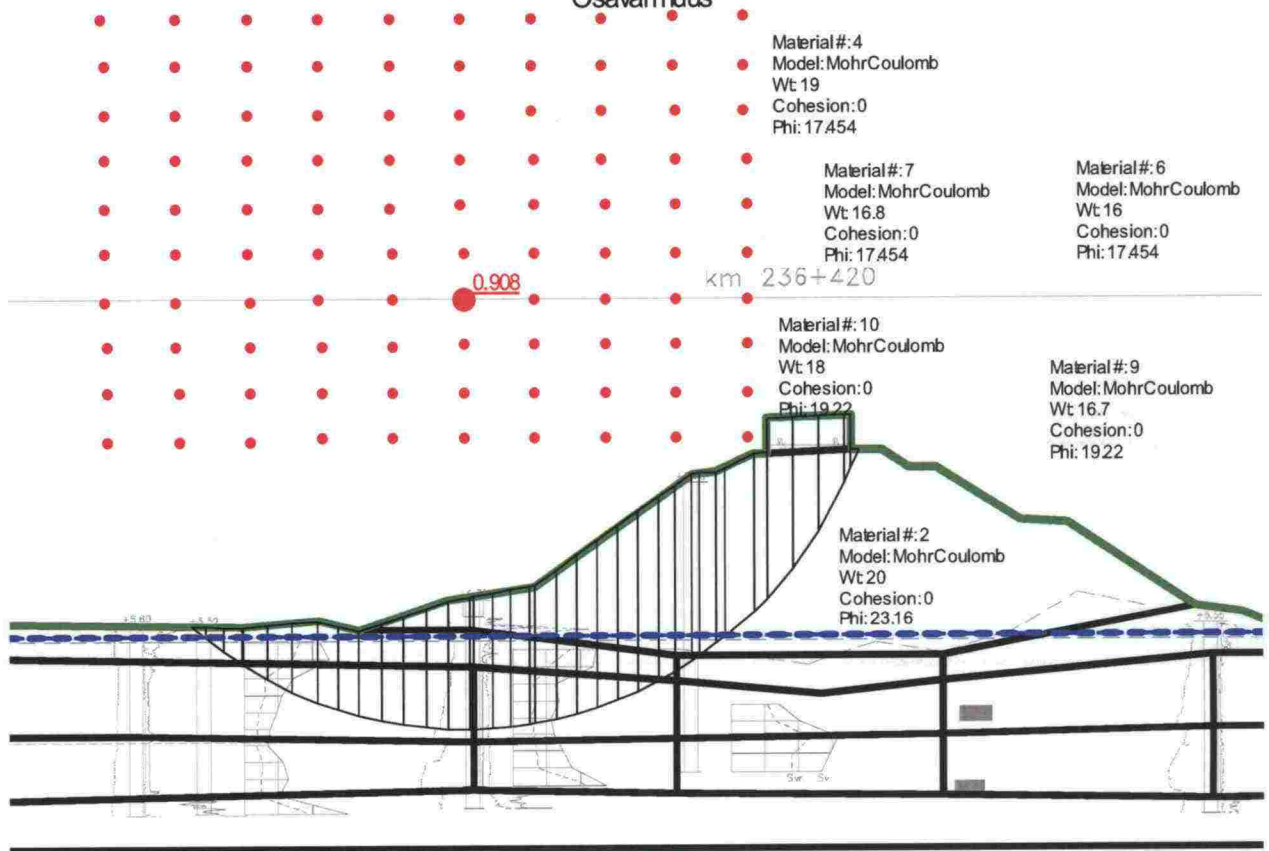
Turku - Uusikaupunki
Peruspoikkileikkaus
Su siipikairalla (hidas)
Lujuuksien laskenta arvot
Osavarmuus



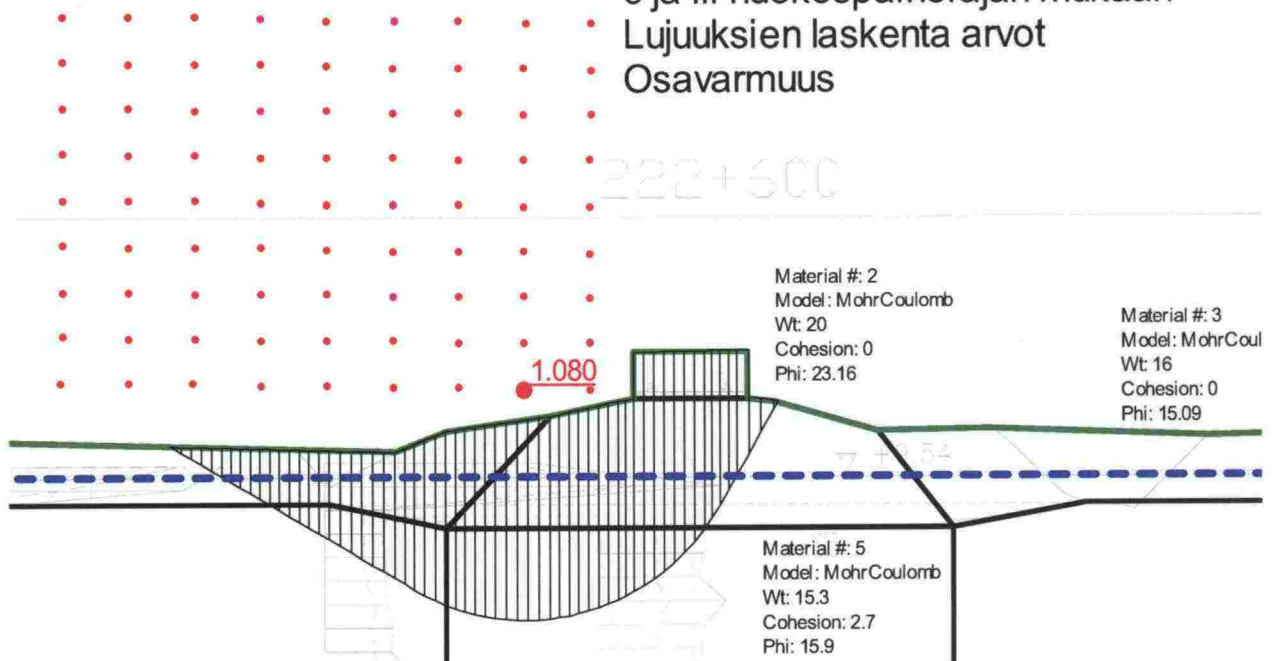
Tampere - Seinäjoki
Peruspoikkileikkaus
c ja fii huokospainerajan mukaan
lujuuksien laskenta arvot
Osavarmuus



Kotka - Kouvola
Peruspoikkileikkaus
c-fii huokospainerajan mukaan
lujuuksien laskenta arvot
Osavarmuus

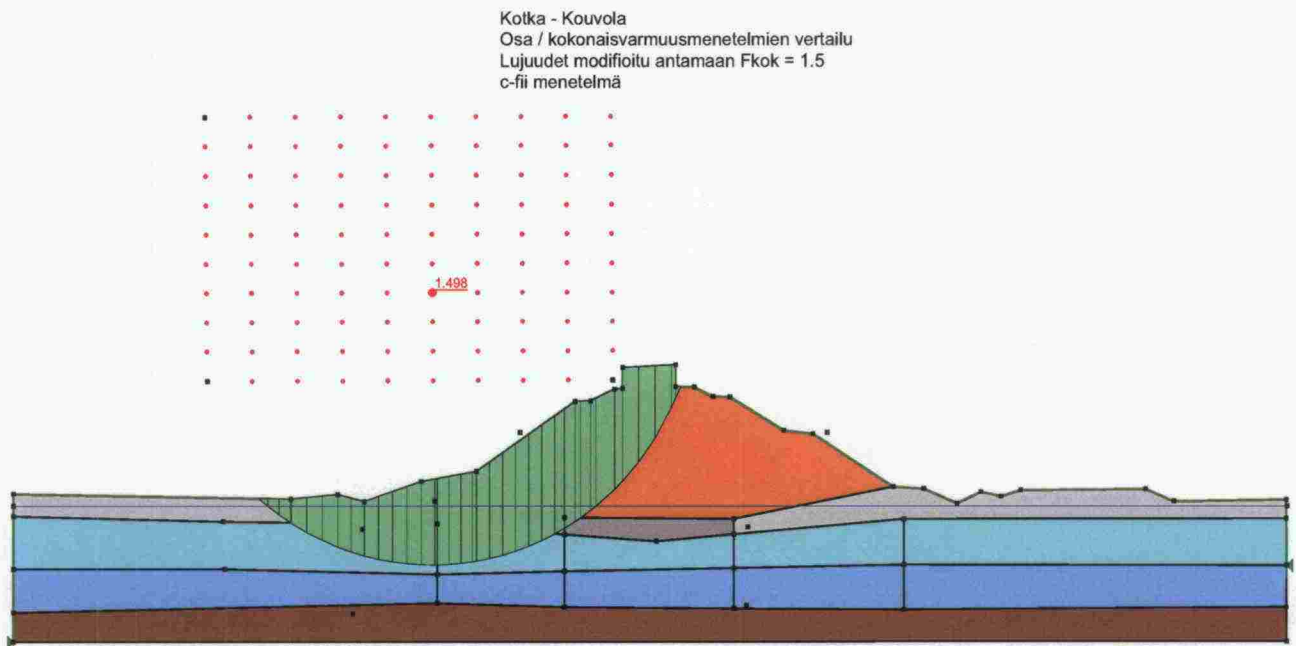


Turku - Uusikaupunki
Peruspoikkileikkaus
c ja fii huokospainerajan mukaan
Lujuuksien laskenta arvot
Osavarmuus

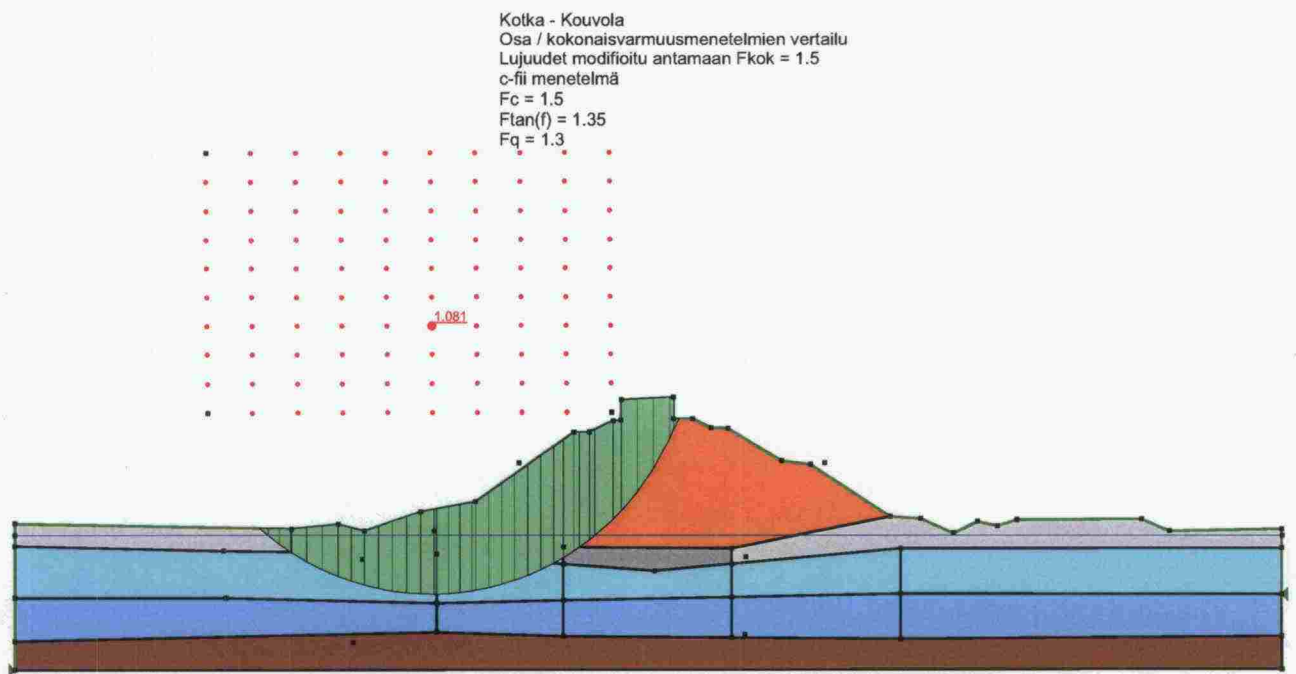


5.1.2 Osa B1, kokonaisvarmuuden ja osavarmuuksien vertailu, $F_{kok} = 1,5$

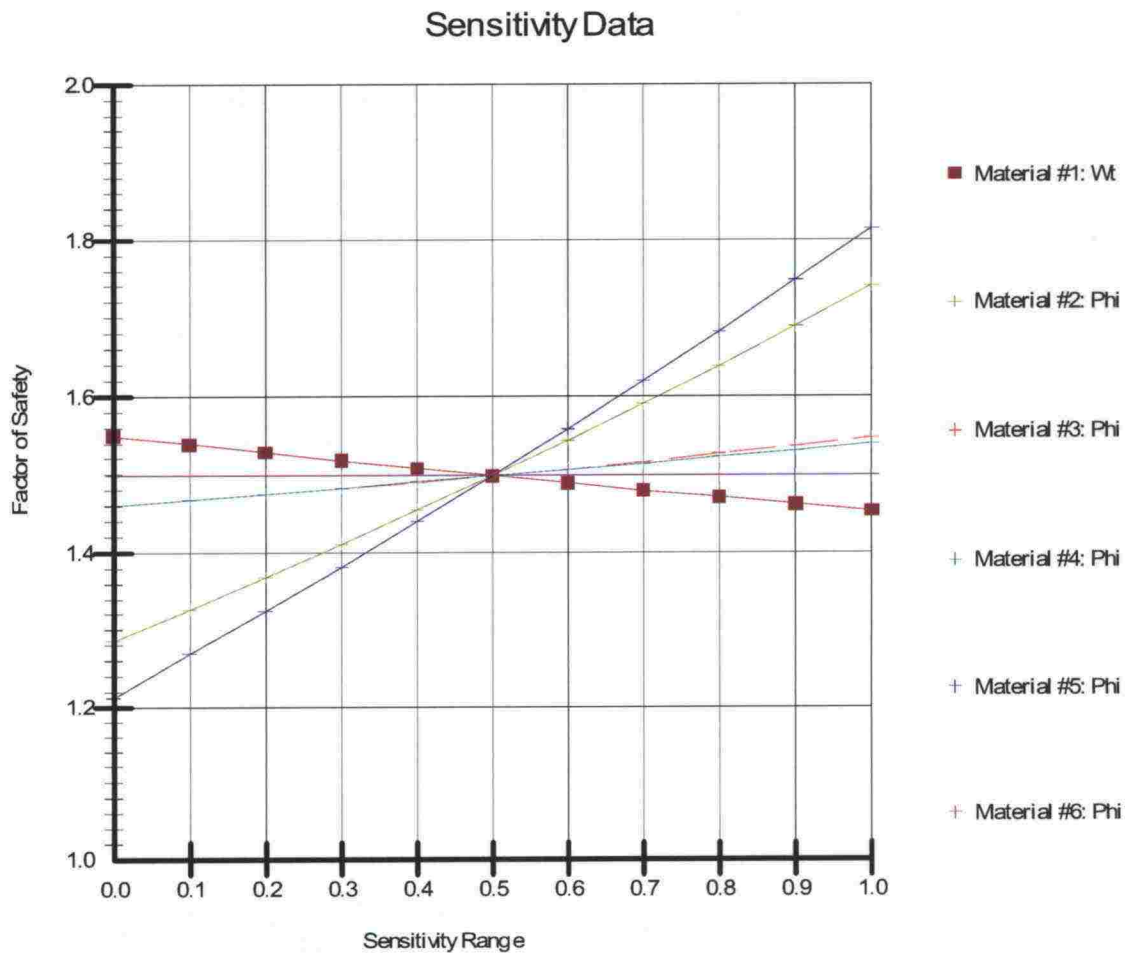
Osavarmuusluvut on valittu siten, että ne antavat varmuuskertoimen 1,0 rakenteella, jonka kokonaisvarmuus on 1,5. Tämä on toteutettu siten, että poikkileikkauksen lujuusparametrit on kerrottu vakioluvulla siten, että kokonaisvarmuudeksi on saatu 1,5. Näin saatuihin lujuuksiin on haettu osavarmuusluvut, jotka antavat liukupinnan varmuudeksi 1,0. Näin on päädytty osavarmuuslukuihin: $F_c = 1,5$, $F_{tan f} = 1,35$, $F_{su} = 1,4$ ja $F_q = 1,3$. Alla on esitetty niillä lasketut varmuuskertoimet (pitäisi olla n. 1,0).



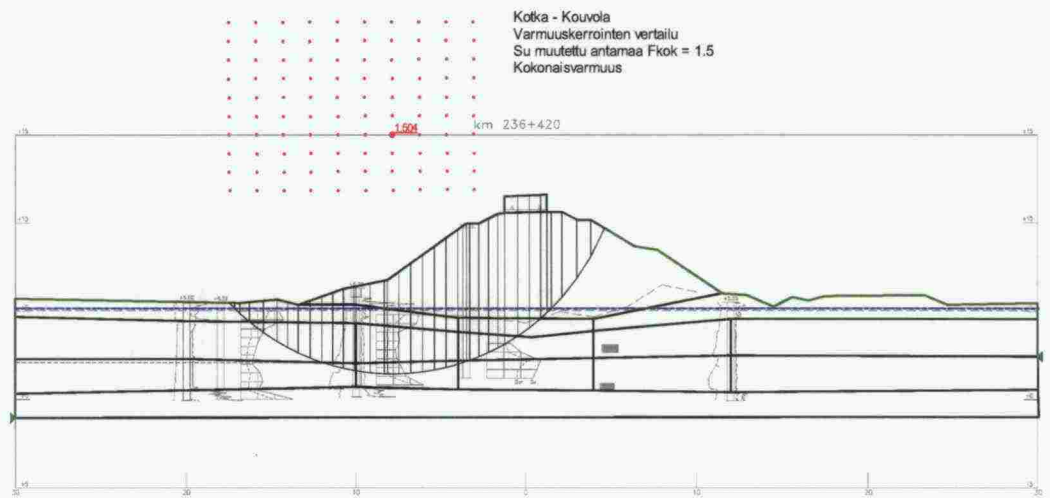
Kuva 1. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,498, $c'-\phi'$ -menetelmä.



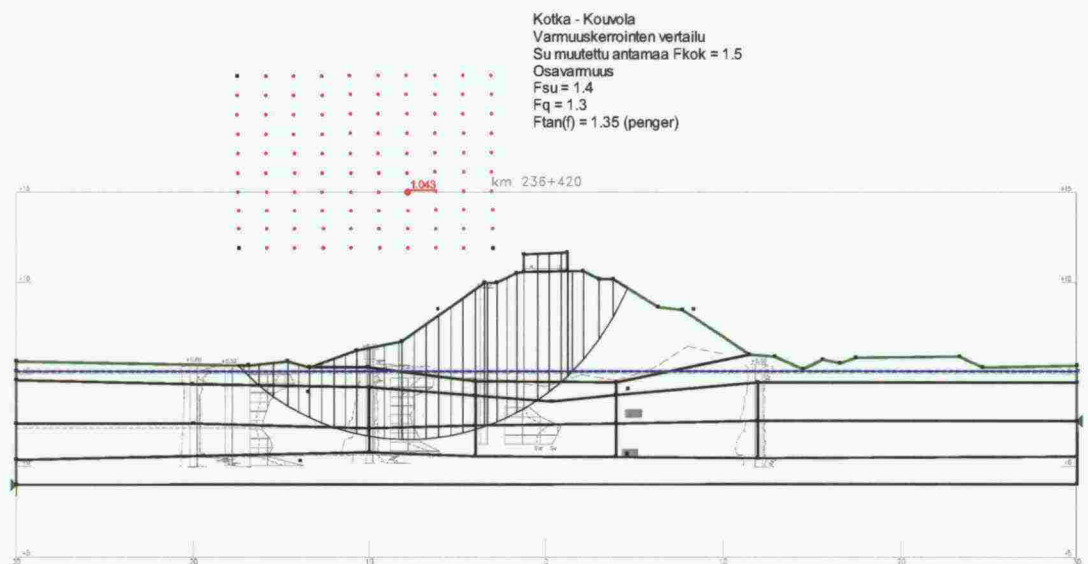
Kuva 2. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,081, $c'-\phi'$ -menetelmä.



Kuva 3. Edelliseen poikkileikkaukseen liittyvät herkkyydet. "Sensitivity Range" arvo 0,5 tarkoittaa kunkin suureen ominaisarvoa. Arvo 0,0 tarkoittaa ominaisarvoa jaettuna 1,5:llä. Laskeva neliöillä merkitty viiva tarkoittaa junakuormaa. Kaksi jyrkästi nousevaa viivaa ovat penkereen ja saven kitkakulmien herkkyy sviivat. Loivasti nousevat viivat kuvaavat kuivakuoren kitkakulman vaikutusta.

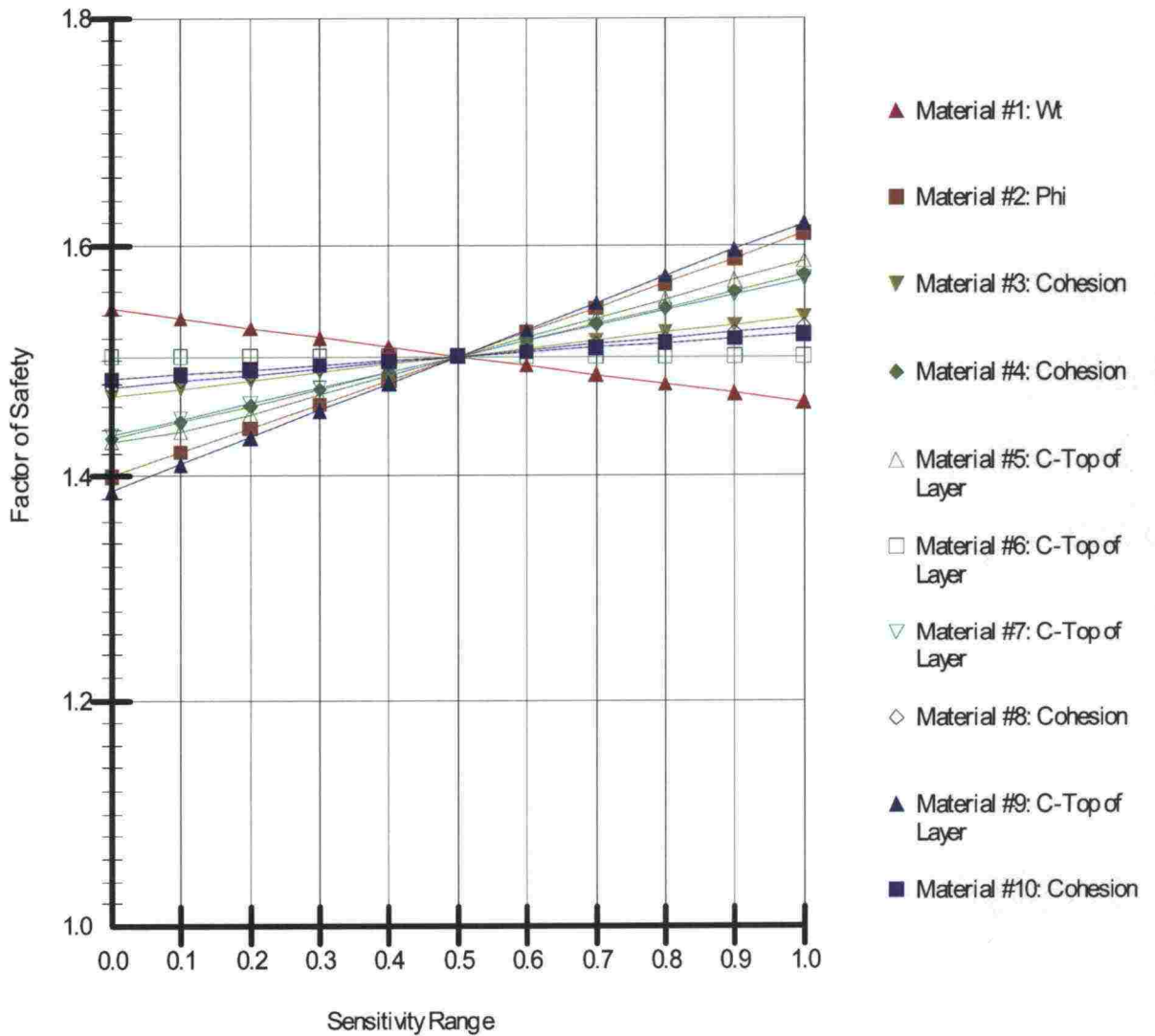


Kuva 4. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,504, s_u -menetelmä.



Kuva 5. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,043, s_u -menetelmä.

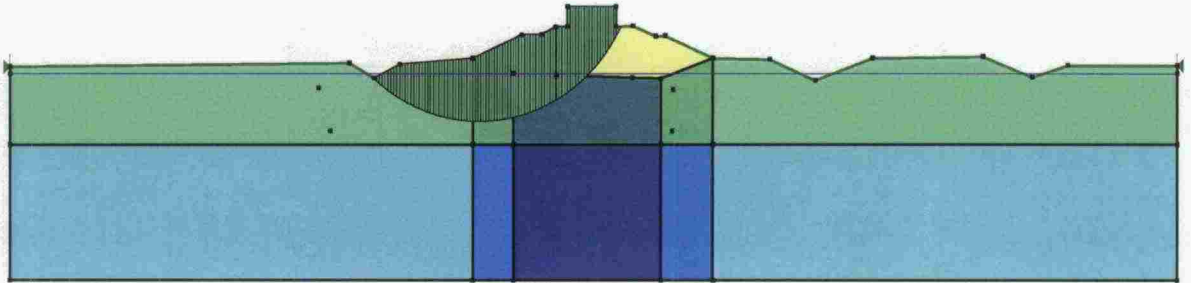
Sensitivity Data



Kuva 6. Edelliseen poikkileikkaukseen liittyvät herkkyudet. "Sensitivity Range" arvo 0,5 tarkoittaa kunkin suureen ominaisarvoa. Arvo 0,0 tarkoittaa ominaisarvoa jaettuna 1,5:llä. Laskeva kolmiolla merkitty viiva tarkoittaa junakuormaa. Materiaali 2 / Phi on pengeri. Muut ovat eri kerrosten suljettujen lujuuksien herkkyysviivoja.

Tampere - Seinäjoki
 c -fii haettu siten, että $F_{\text{kok}} = 1.5$
 Vain vermuuskerroinmenetelmän vertailuun
 $f_{ii} = 25.5, 25 \text{ deg}$
 $c = 0 \text{ kPa}$

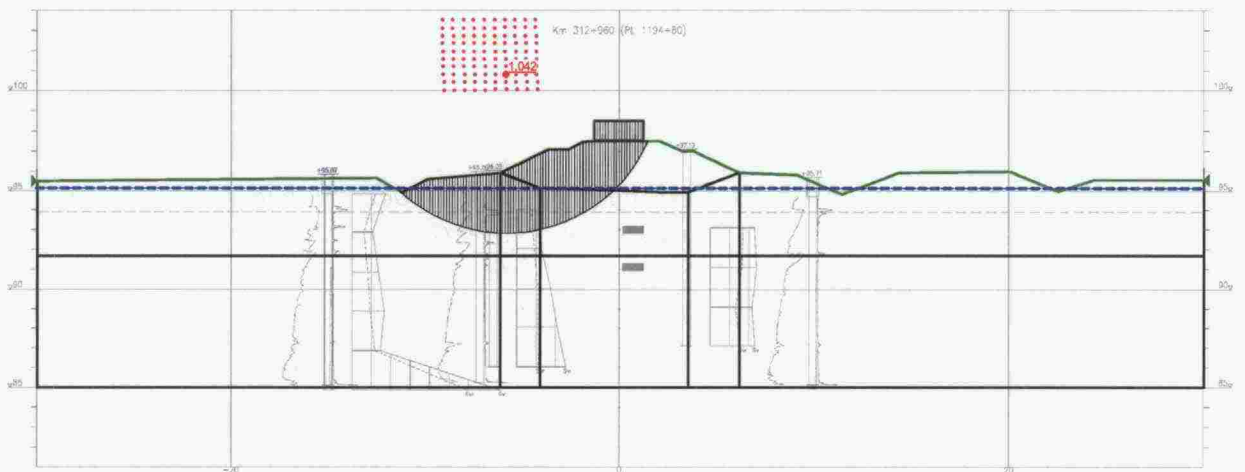
1.511



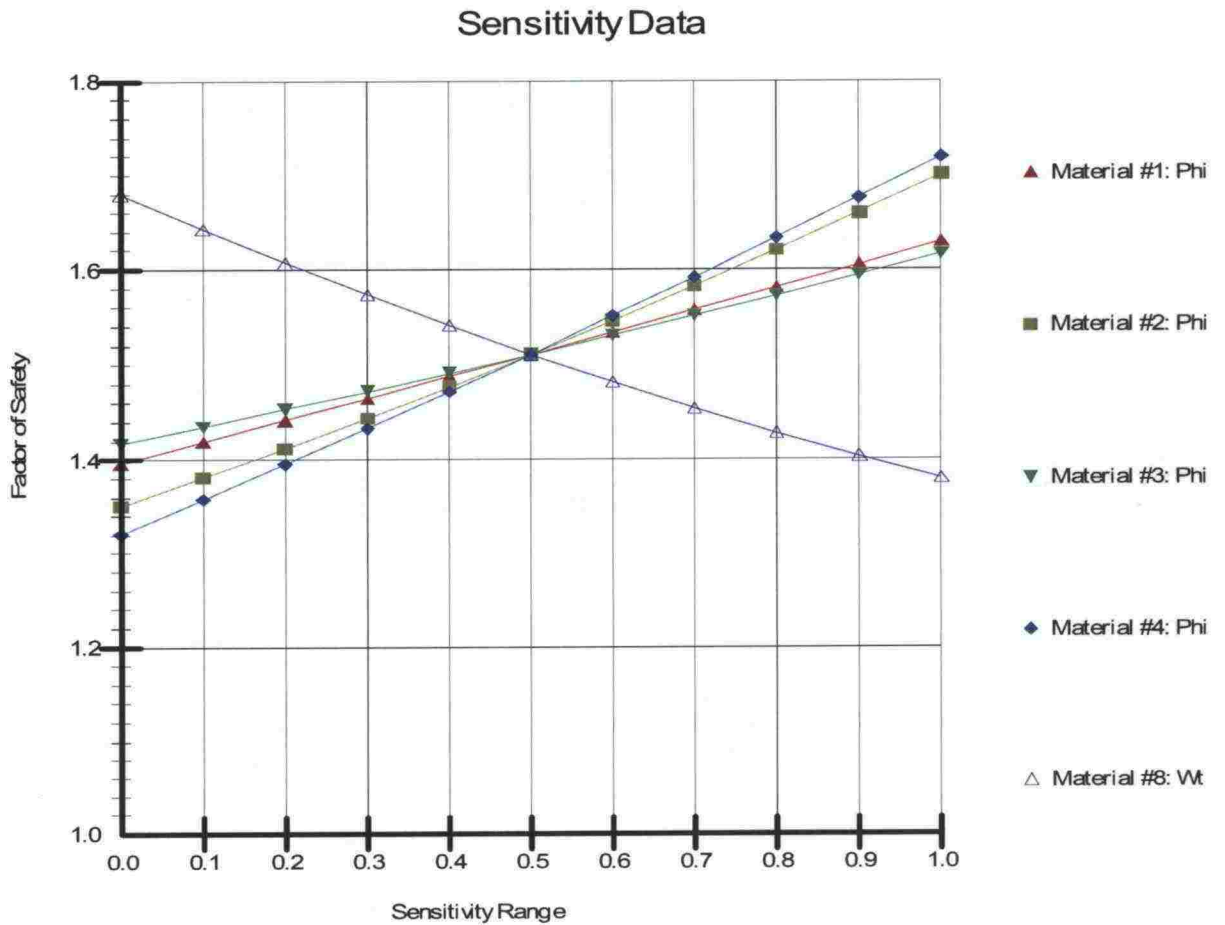
Kuva 7. Modifioituilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,511, c' - ϕ' -menetelmä.

Tampere - Seinäjoki
 c -fii haettu siten, että $F_{\text{kok}} = 1.5$
 Vain vermuuskerroinmenetelmän vertailuun
 $F_c = 1.5$
 $F_{\text{tan}(f)} = 1.35$
 $F_q = 1.3$

1.042

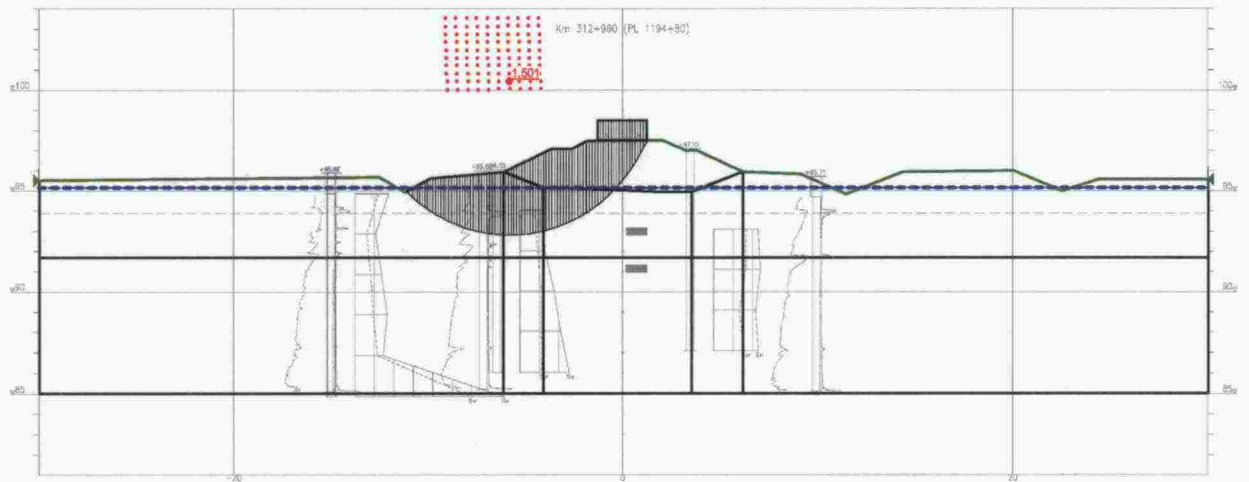


Kuva 8. Modifioituilla lujuuksilla laskettu osavarmuusvarmuus 1,042, c' - ϕ' -menetelmä.



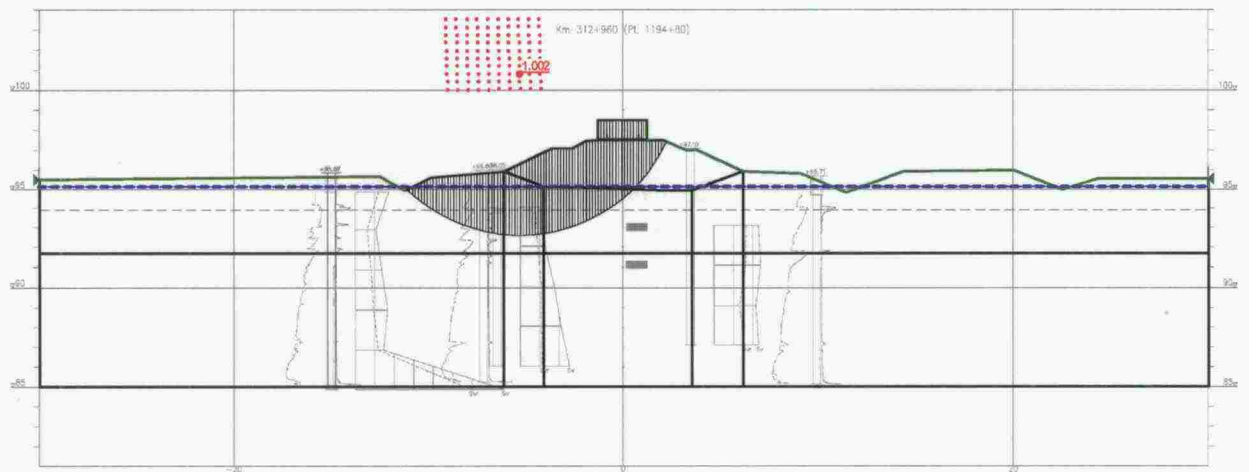
Kuva 9. Edelliseen poikkileikkaukseen liittyvät herkkyydet. "Sensitivity Range" arvo 0,5 tarkoittaa kunkin suureen ominaisarvoa. Arvo 0,0 tarkoittaa ominaisarvoa jaettuna 1,5:llä. Laskeva kolmiolla merkitty viiva tarkoittaa junakuormaa. Muut ovat eri kerrosten kitkakulmien herkkyyksiä. Materiaali 1 on pengeri. Materiaali alueiden numerot löytyvät osa A kuvasta 1.

Tampere - Seinäjoki
Vamuskerrontien vertailu
Kokonaisvarmuus
Su



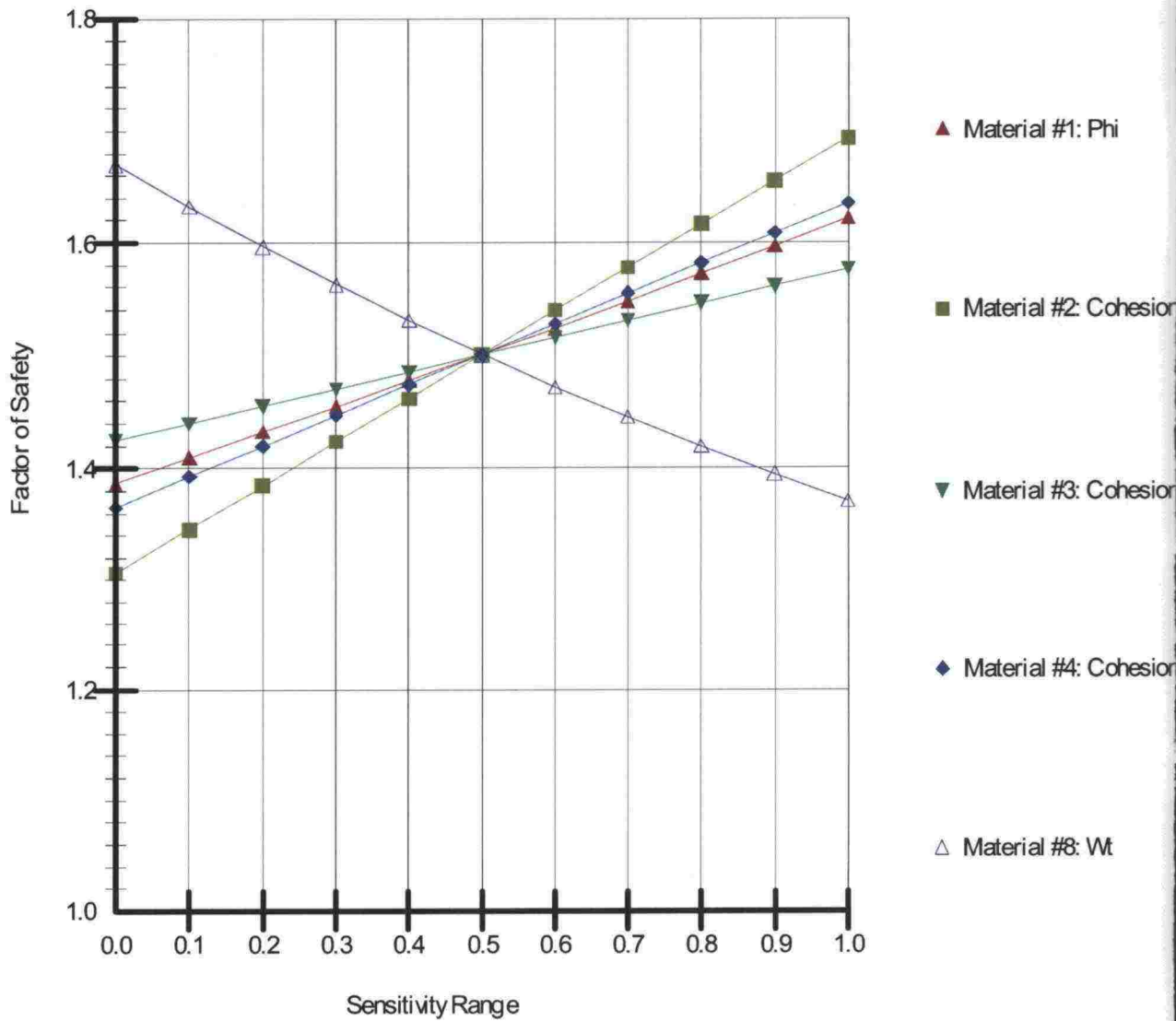
Kuva 10. Modifioituilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,501, s_u -menetelmä.

Tampere - Seinäjoki
Vamuskerrontien vertailu
Osavarmuus
 $F_{su} = 1.4$
 $F_q = 1.3$
 $F_{tan(f)} = 1.35$ (penger)



Kuva 11. Modifioituilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,002, s_u -menetelmä.

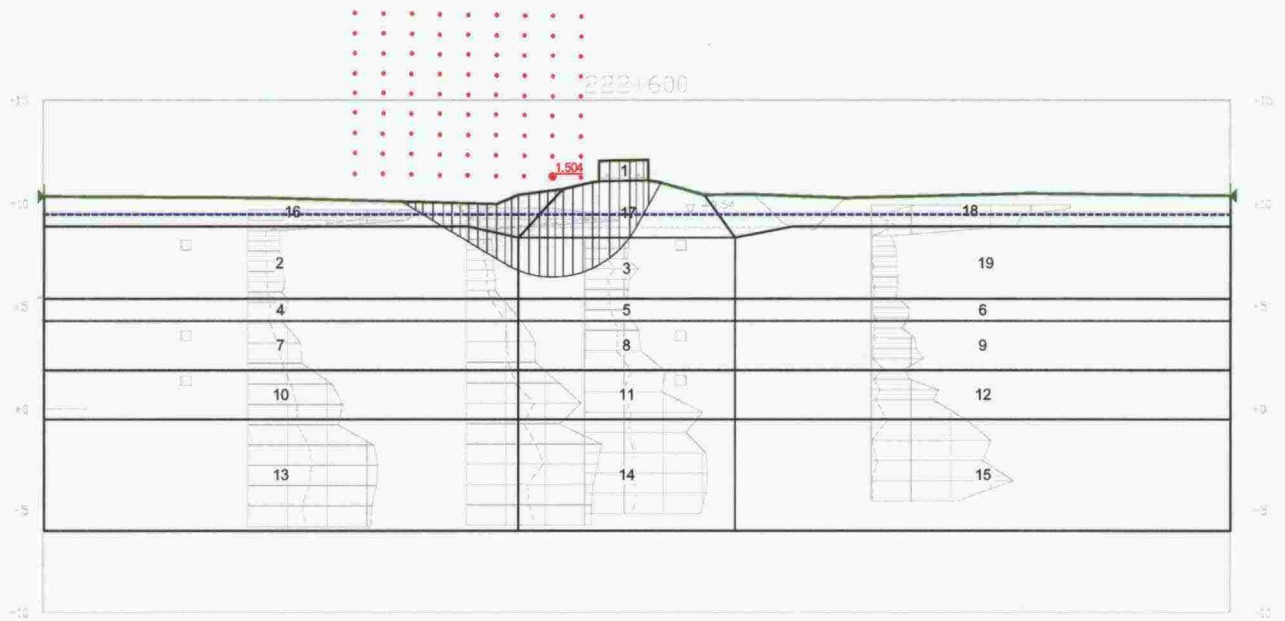
Sensitivity Data



Kuva 12. Edelliseen poikkileikkaukseen liittyvät herkkyydet. "Sensitivity Range" arvo 0,5 tarkoittaa kunkin suureen ominaisarvoa. Arvo 0,0 tarkoittaa ominaisarvoa jaettuna 1,5:llä. Laskeva kolmiolla merkitty viiva tarkoittaa junakuormaa. Materiaali 1 / Phi on pengeri. Muut ovat eri kerrosten suljettujen lujuuksien herkkyyksiä. Materiaali alueiden numerot löytyvät osa A kuvasta 1.

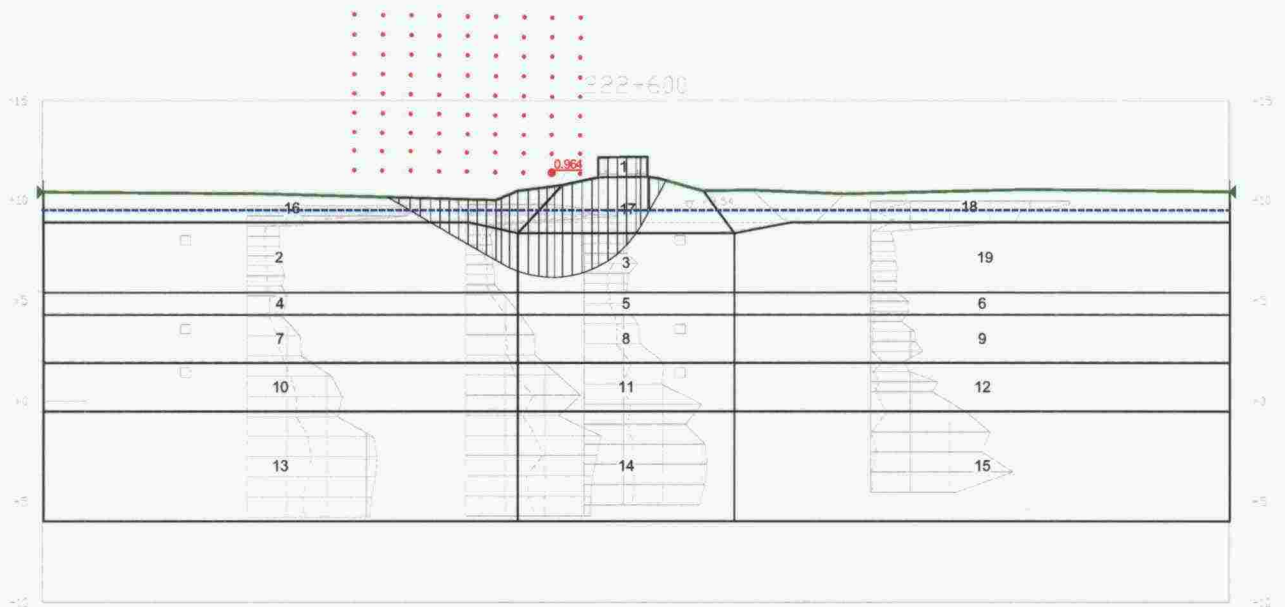
Vertaamalla kuvia 9 ja 12 voidaan todeta, että s_u :lla ja ϕ :llä on käytännössä sama herkkyys (mat 2, 3 ja 4).

Turku - Uusikaupunki varmusmenetelmien vertailu
 Kokonaisvarmuus
 Lujuudet modifioitu $F = 1.5$
 $c = 3$
 $f_{li} = 18.5$

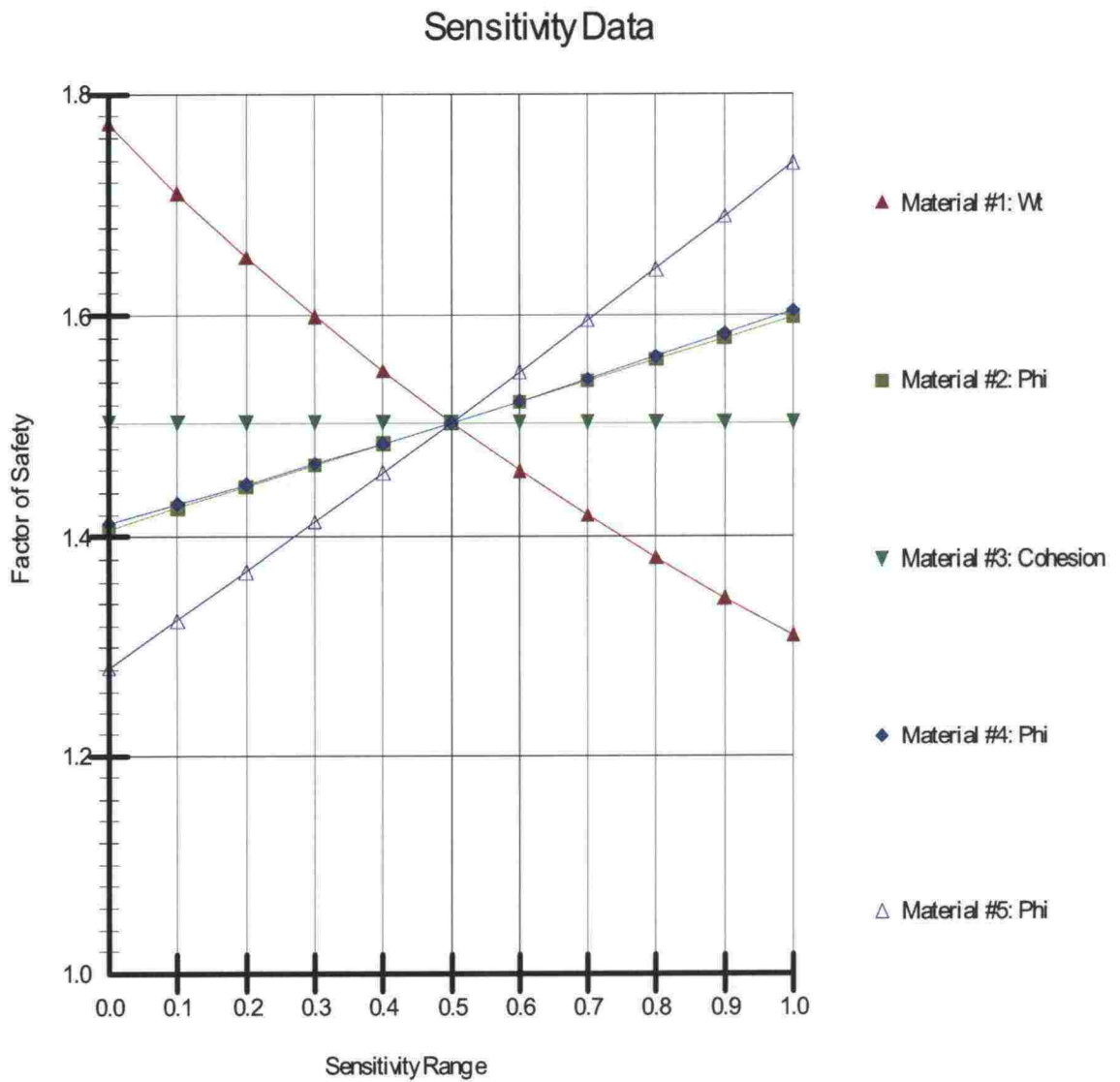


Kuva 13. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,504, c' - ϕ' -menetelmä.

Turku - Uusikaupunki varmusmenetelmien vertailu
 Kokonaisvarmuus Osavarmuus
 Lujuudet modifioitu $F_{kok} = 1.5$
 $F_c = 1.5$
 $F_{tan(f)} = 1.35$
 $F_q = 1.3$

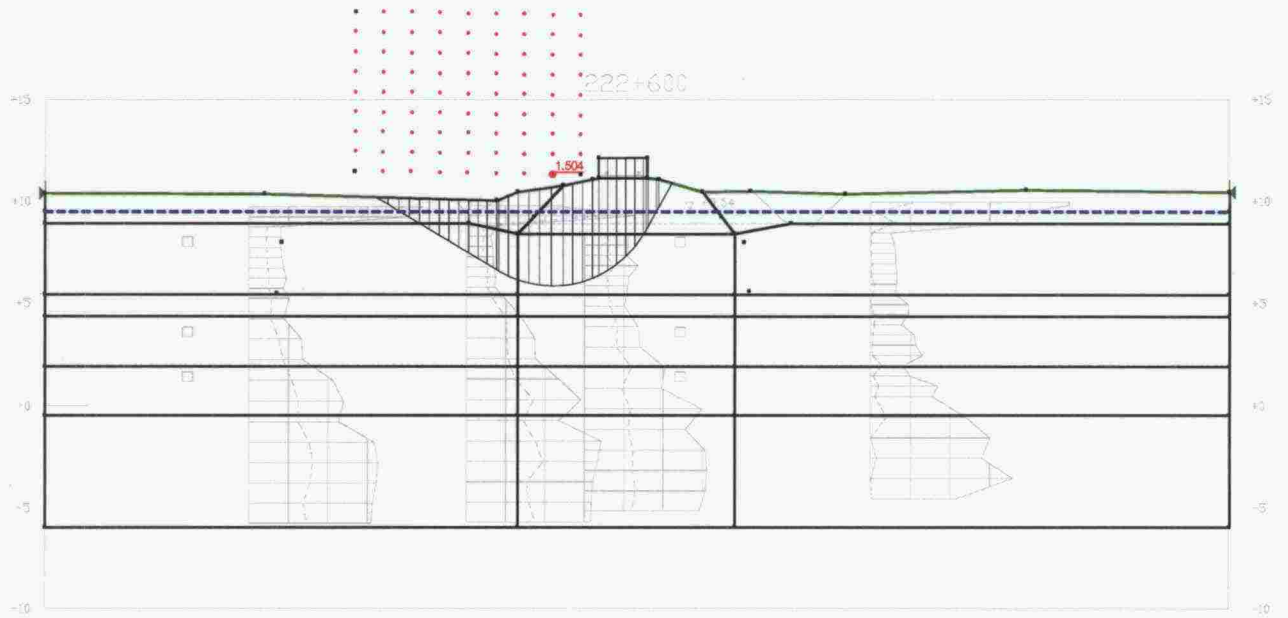


Kuva 14. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 0,964, c' - ϕ' -menetelmä.



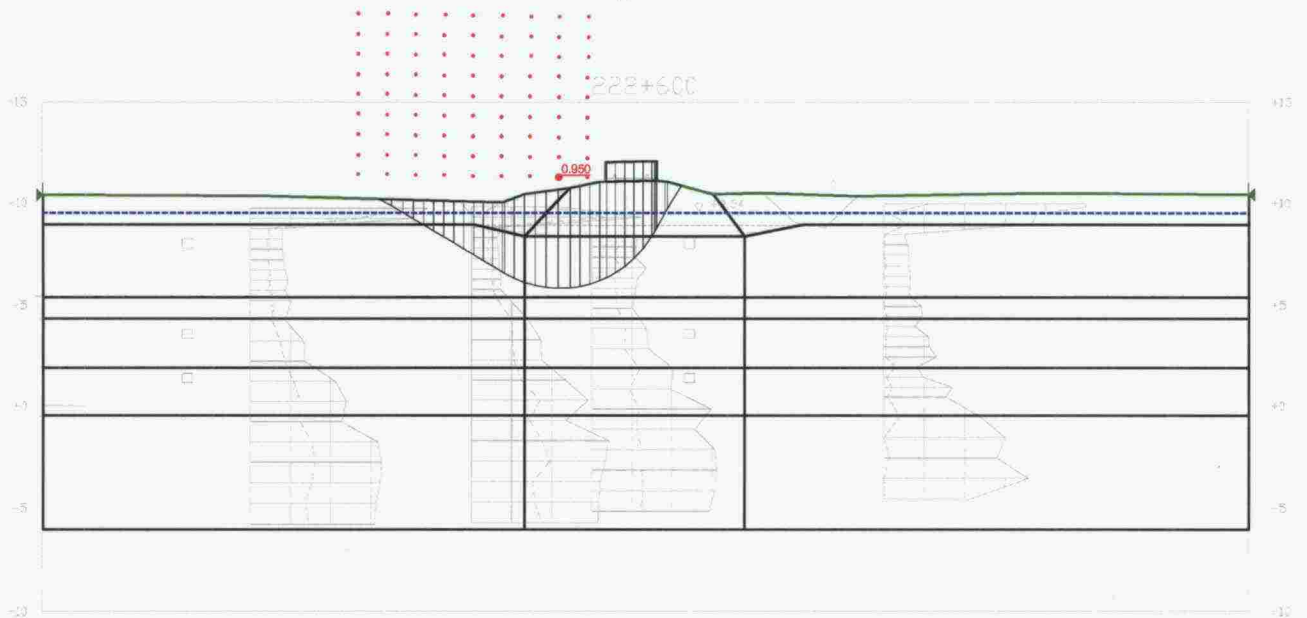
Kuva 15. Edelliseen poikkileikkaukseen liittyvät herkkyudet. "Sensitivity Range" arvo 0,5 tarkoittaa kunkin suureen ominaisarvoa. Arvo 0,0 tarkoittaa ominaisarvoa jaettuna 1,5:llä. Laskeva kolmiolla merkitty viiva tarkoittaa junakuormaa. Materiaali 2 on pengeri ja materiaalit 4 ja 5 savia. Materiaalia 3 ei ole mallissa (kuivakuori). Materiaali alueiden numerot löytyvät osa A kuvasta 13.

Turku - Uusikaupunki
Varmuuskertoimen vertailu
Su muutettu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.5$
Kokonaisvarmuus



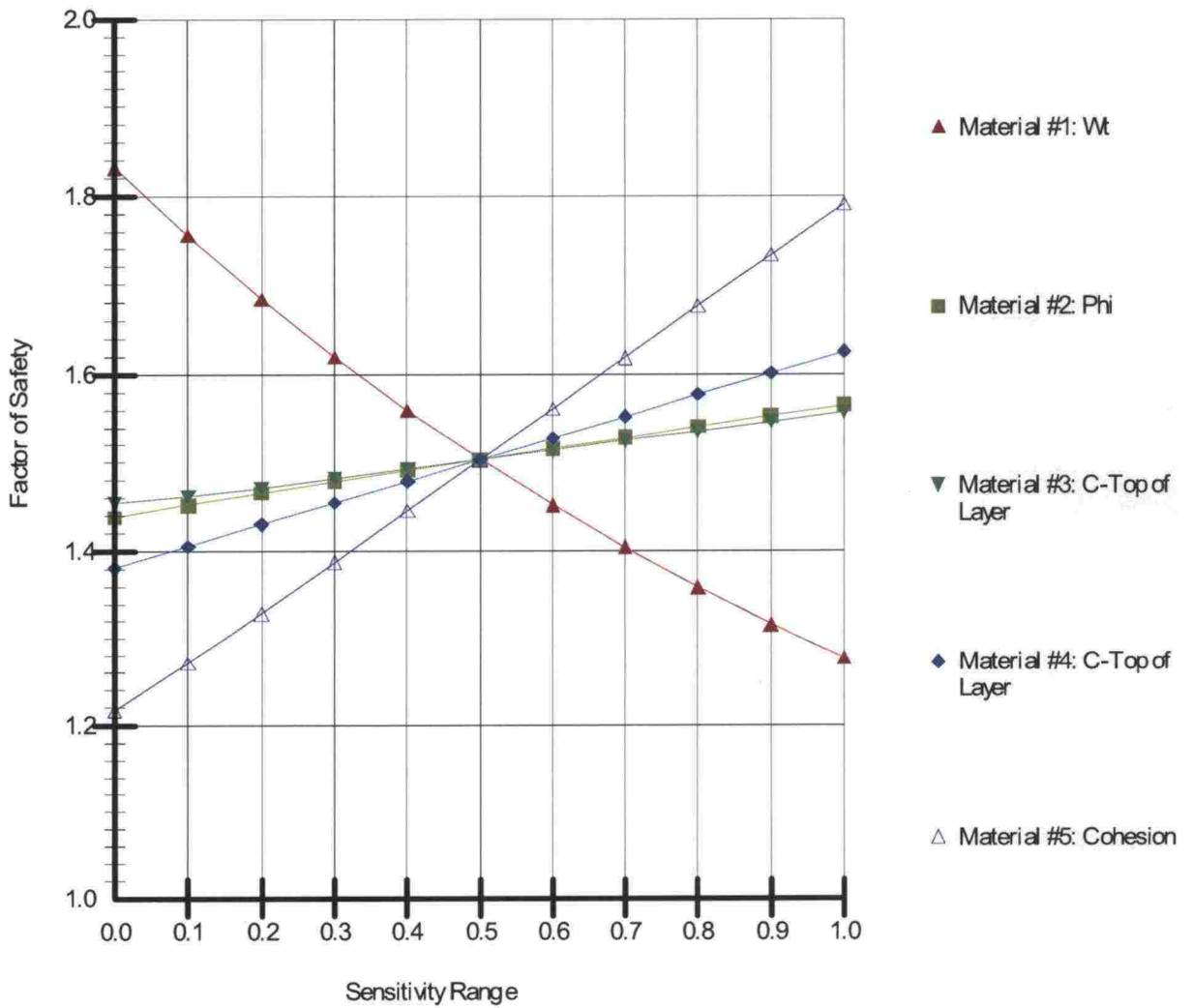
Kuva 16. Modifioituilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,504, s_u -menetelmä.

Turku - Uusikaupunki
Varmuuskertoimen vertailu
Su muutettu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.5$
Osavarmuus
 $F_{\text{su}} = 1.4$
 $F_q = 1.3$
 $F_{\text{tan}(f)} = 1.35$



Kuva 17. Modifioituilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 0,950, s_u -menetelmä.

Sensitivity Data

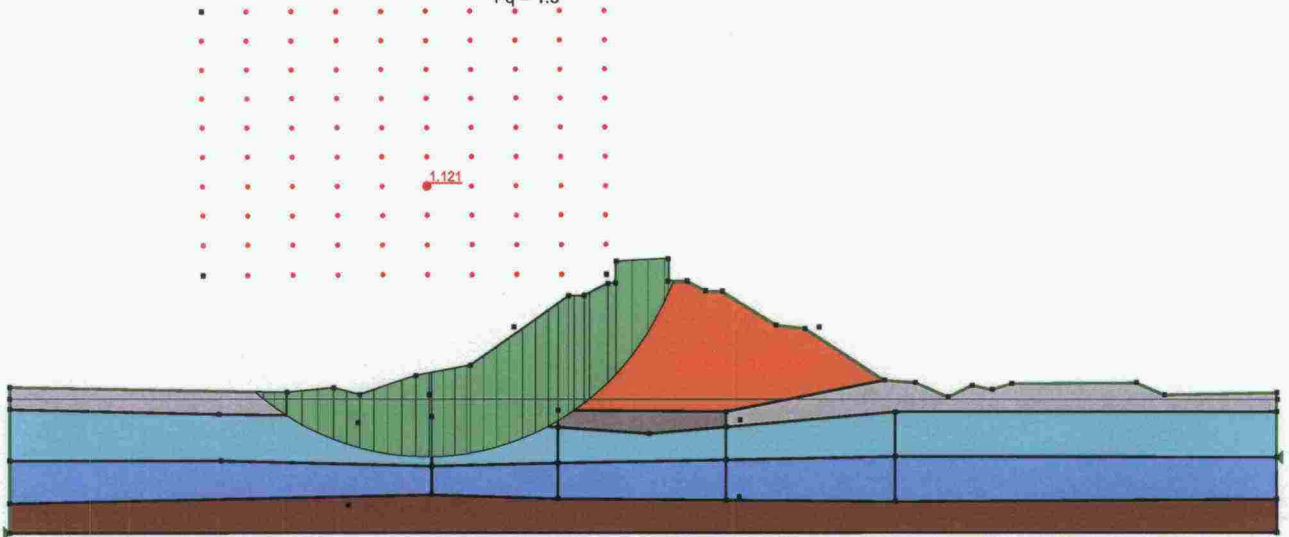


Kuva 18. Edelliseen poikkileikkaukseen liittyvät herkkyudet. "Sensitivity Range" arvo 0,5 tarkoittaa kunkin suureen ominaisarvoa. Arvo 0,0 tarkoittaa ominaisarvoa jaettuna 1,5:llä. Laskeva kolmiolla merkitty viiva tarkoittaa junakuormaa. Materiaali 2 / Phi on pengeri. Muut ovat eri kerrosten suljettujen lujuuksien herkkyysviivoja. Materiaali alueiden numerot löytyvät osa A kuvasta 13.

Vertaamalla kuvia 15 ja 18 voidaan todeta, että s_u :lla ja ϕ :llä on käytännössä sama herkkyys (mat 4 ja 5).

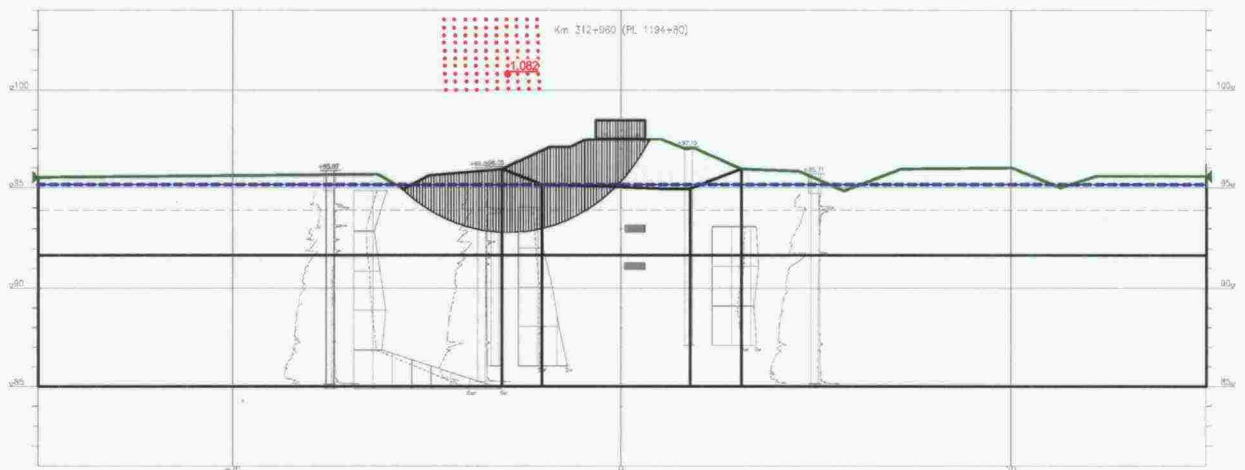
Jos $F_{\tan f} = 1.30$ edellä käytetyn 1.35 sijasta on tällä seuraava vaikutus:

Kotka - Kouvola
Osa / kokonaisvarmuusmenetelmien vertailu
Lujuudet modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.5$
c-fii menetelmä
 $F_c = 1.5$
 $F_{\tan(f)} = 1.3$
 $F_q = 1.3$



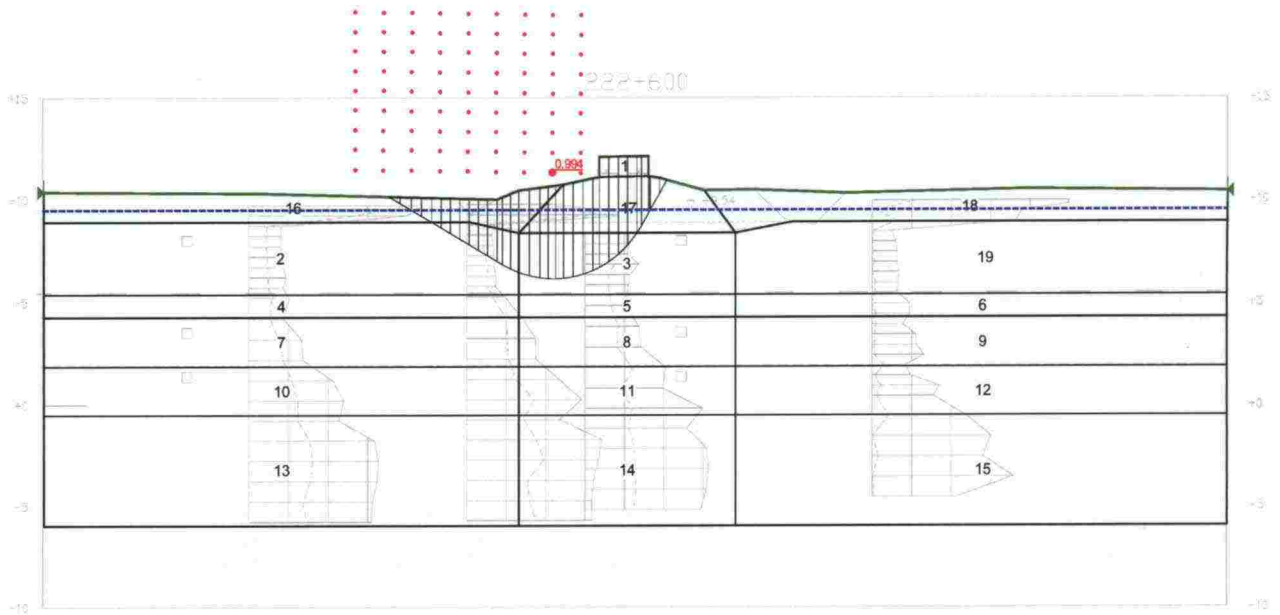
Kuva 19. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,121, $c'-\phi'$ -menetelmällä.

Tampere - Seinäjoki
c-fii haettu siten, että $F_{\text{kok}} = 1.5$
Vain vermuuskerroinmenetelmän vertailuun
 $F_c = 1.5$
 $F_{\tan(f)} = 1.3$
 $F_q = 1.3$



Kuva 20. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,082, $c'-\phi'$ -menetelmällä.

Turku - Uusikaupunki varmusmenetelmien vertailu
 Kokonaisvarmuus Osavarmuus
 Lujuuudet modifioitu $F_{\text{kok}} = 1.5$
 $F_c = 1.5$
 $F_{\text{tan}(f)} = 1.3$
 $F_q = 1.3$



Kuva 21. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 0,994, $c'-\phi'$ -menetelmällä.

Johtopäätökset liukupintalaskelmista

Osavarmuuskertoimet $F_c = 1,5$, $F_{\text{tan}f} = 1,35$, $F_{\text{su}} = 1,4$ ja $F_q = 1,3$ vastaavat hyvin kokonaisvarmuutta 1,5, Seinäjoki–Oulu ja Kotka–Kouvola-kohteissa. Turku–Uusikaupunki-kohteessa $F_{\text{tan}f} = 1,30$ antaa hieman paremman vastaavuuden.

Junakuorman nostaminen 1,5-kertaiseksi vaikuttaa varmuuskertoimeen 0,04...0,2 yksikköä.

Penkereen kitkakulman pudottaminen 30° :stä 20° :een vaikuttaa varmuuskertoimeen 0,1...0,3 yksikköä.

Kitkakulman ϕ vaikutus varmuuskertoimeen on tarkasteluvälillä välillä $f_{\text{ominais}}^* 67...133\%$ käytännössä lineaarinen.

Herkkyystarkasteluista ilmenee, ettei varmuuskerroin ole ϕ :n arvon suhteen herkempi kuin s_u :n arvon suhteen. Eli ei ainakaan siitä syystä ole perusteita käyttää eri varmuuskertoimia,

Excel-laskelmat

Alla olevassa taulukossa on koheesion arvolla 3 kPa ja normaalijännityksen arvoilla 10...40 kPa laskettu lujuuden varmuuskerroin kaavalla

$$F = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{c / f_c + \sigma \tan \varphi / f_f}$$

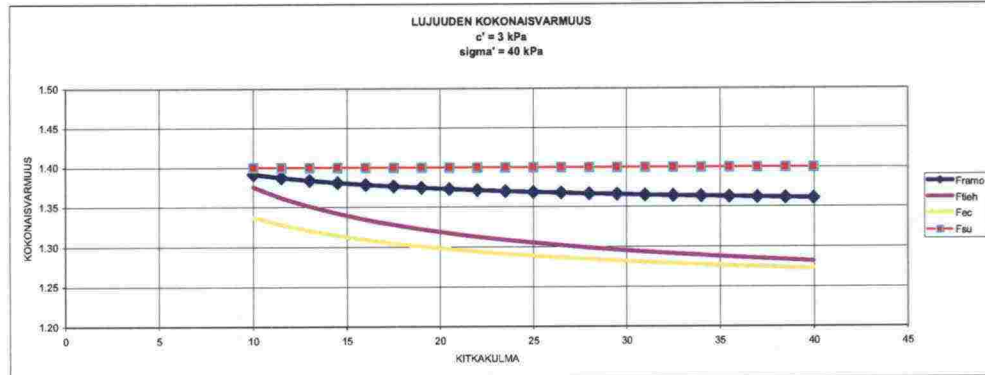
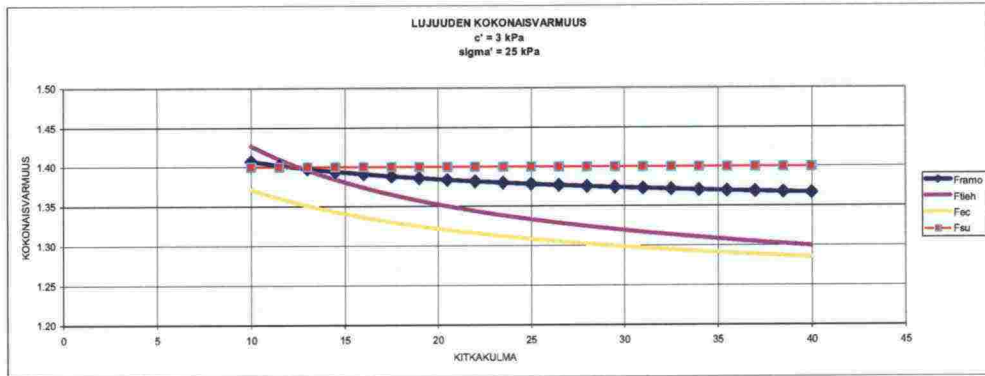
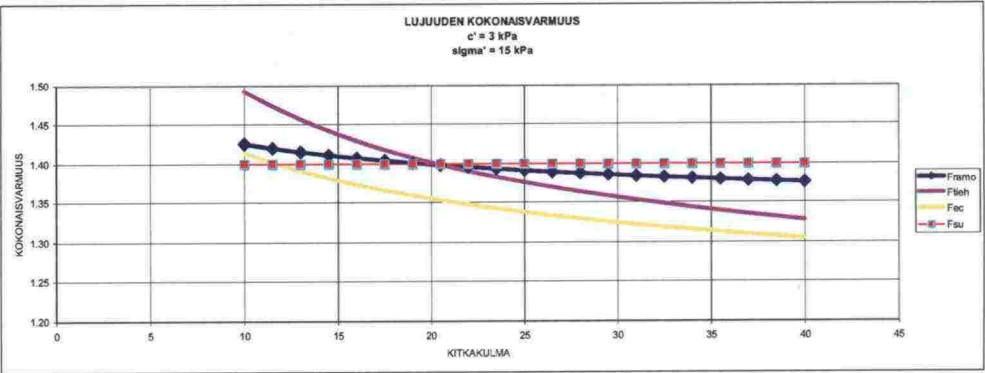
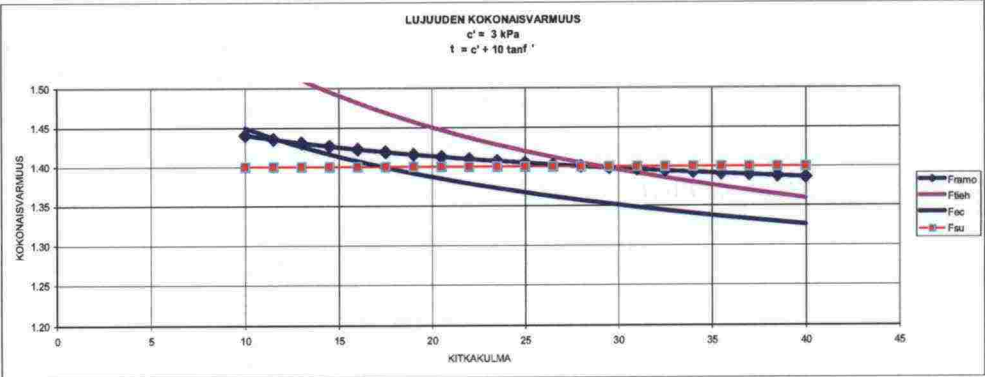
Kuvasta nähdään, että penkereen alla lujuuden varmuus on noin 1,36...1,40 ja penkereen vieressä lähellä maanpintaa noin 1,40...1,45. Pienillä kitkakulman arvoilla saadaan suurempi kokonaisvarmuus kuin suurilla φ :n arvoilla. Tulos on yhteensopiva edellä esitettyjen liukupintalaskelmien kanssa.

Koska penkereen osavarmuusluku on sama laskettaessa $c'-\varphi'$ - tai s_u -menetelmillä, on nimenomaan pohjanmaan lujuus se tekijä, joka voi aiheuttaa laskentatuloksiin eroja. Taulukon mukaan korrelaatio on hyvä φ :n arvoilla 15° ... 25° , mikä tukee liukupintalaskelmia.

Koska pengerkuorman osavarmuus on 1,0 ja junan 1,3, saadaan kuorman varmuudeksi kokonaisuudessaan 2 m penkereellä noin 1,15. Korkeammilla penkereillä kuorman varmuus on tätäkin pienempi.

VARMUUSKERTOIMIEN VERTAILU

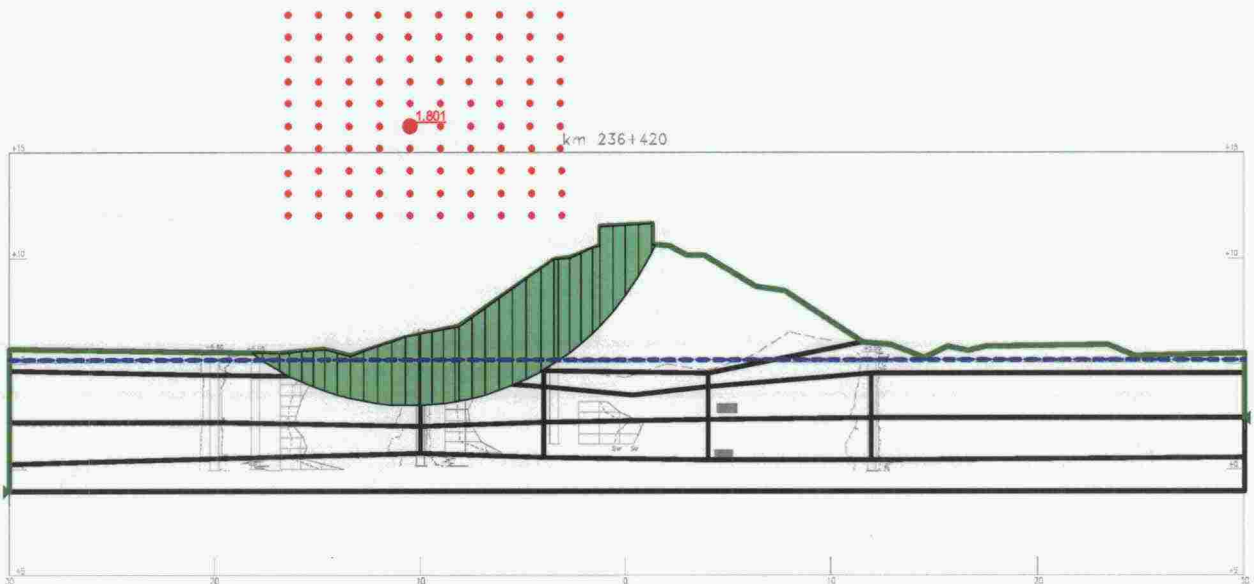
	RAMO EHDOTUS	TIEH	Eurocode 7	RAMO NYKYISET
Kuorma: pysyvä muuttuva	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.30	1.00	1.30	1.30
tanφ'	1.35	1.25	1.25	1.2
c'	1.50	1.80	1.60	1.50
su	1.40	1.80	1.40	1.50



5.1.3 Osa B2, kokonaisvarmuuden ja osavarmuuksien vertailu, $F_{kok} = 1,8$

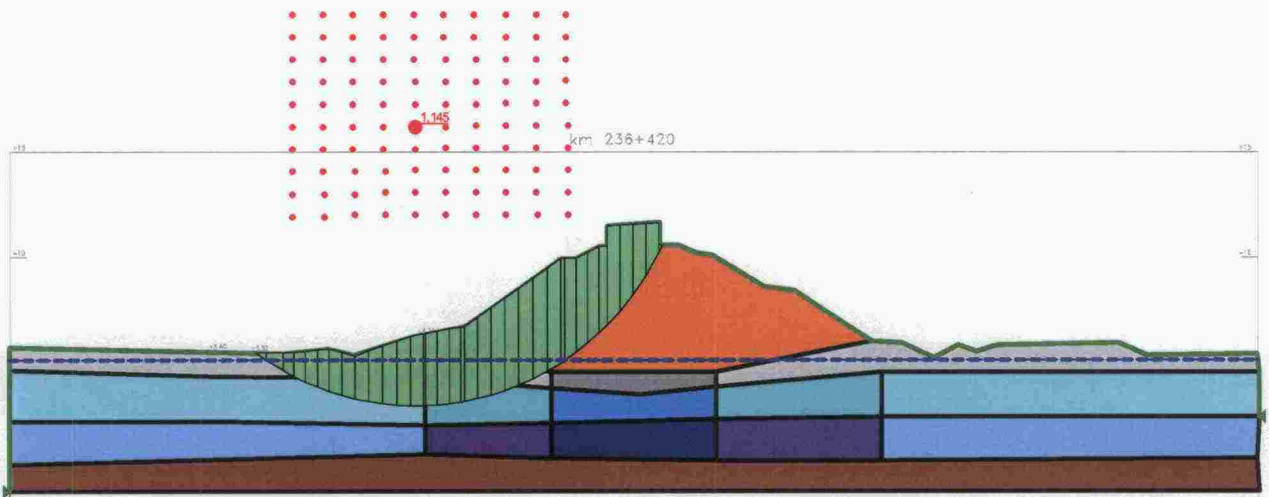
Osavarmuusluvut on valittu siten, että ne antavat varmuuskertoimen 1,0 rakenteella, jonka kokonaisvarmuus on 1,8. Tämä on toteutettu siten, että poikkileikkauksen lujuusparametrit on kerrottu vakioluvulla siten, että kokonaisvarmuudeksi on saatu 1,8. Näin saatuihin lujuuksiin on haettu osavarmuusluvut, jotka antavat liukupinnan varmuudeksi 1,0. Näin on päädytty osavarmuuslukuihin: $F_c = 1,8$, $F_{tan f} = 1,5$, $F_{su} = 1,6$ ja $F_q = 1,4$. Alla on esitetty niillä lasketut varmuuskertoimet (pitäisi olla n. 1,0).

Kotka - Kouvola
anisotrooppinen konsolidaatio
Lujuudet modifioitu antamaan $F_{kok} = 1.8$
c- ϕ -ii menetelmä

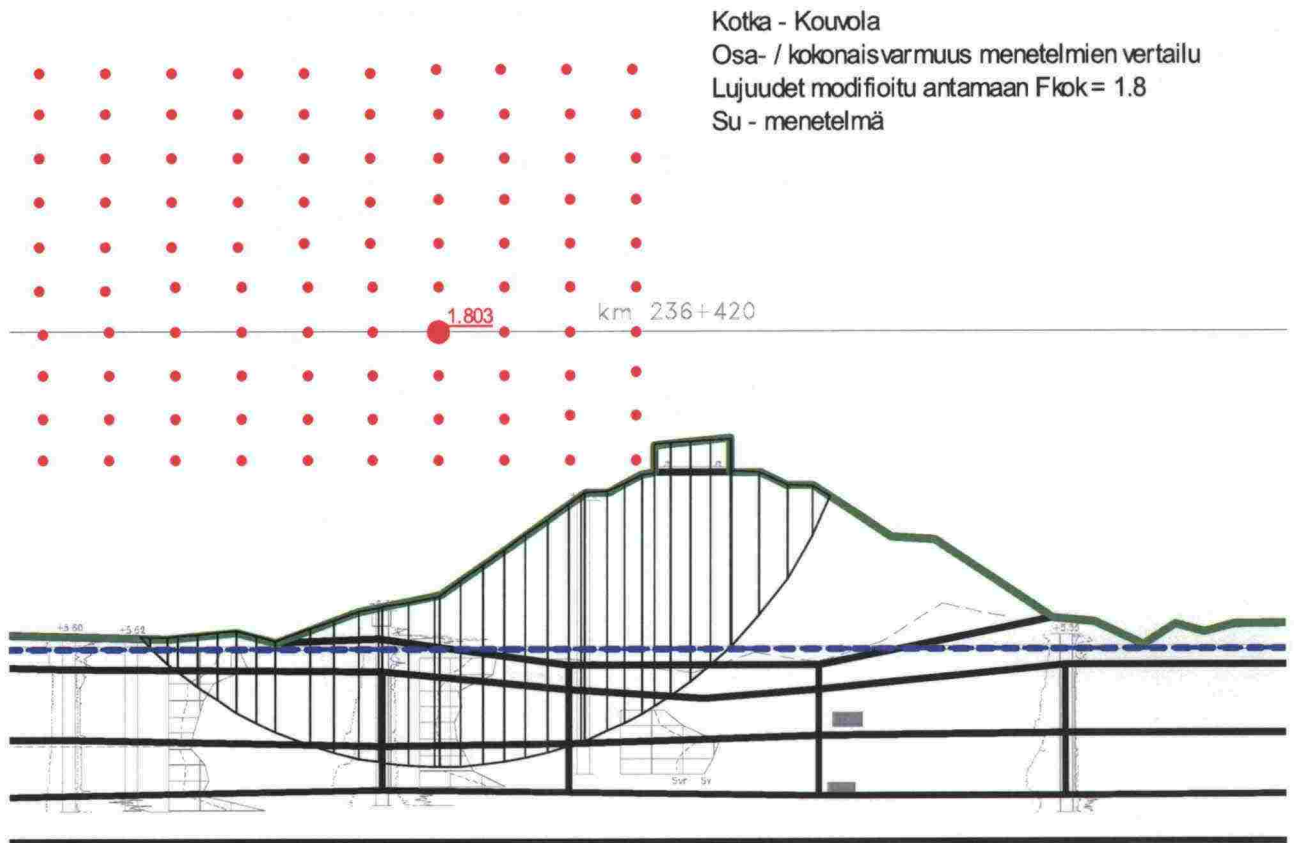


Kuva 1. Modifioituilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,801, c'- ϕ '-menetelmä.

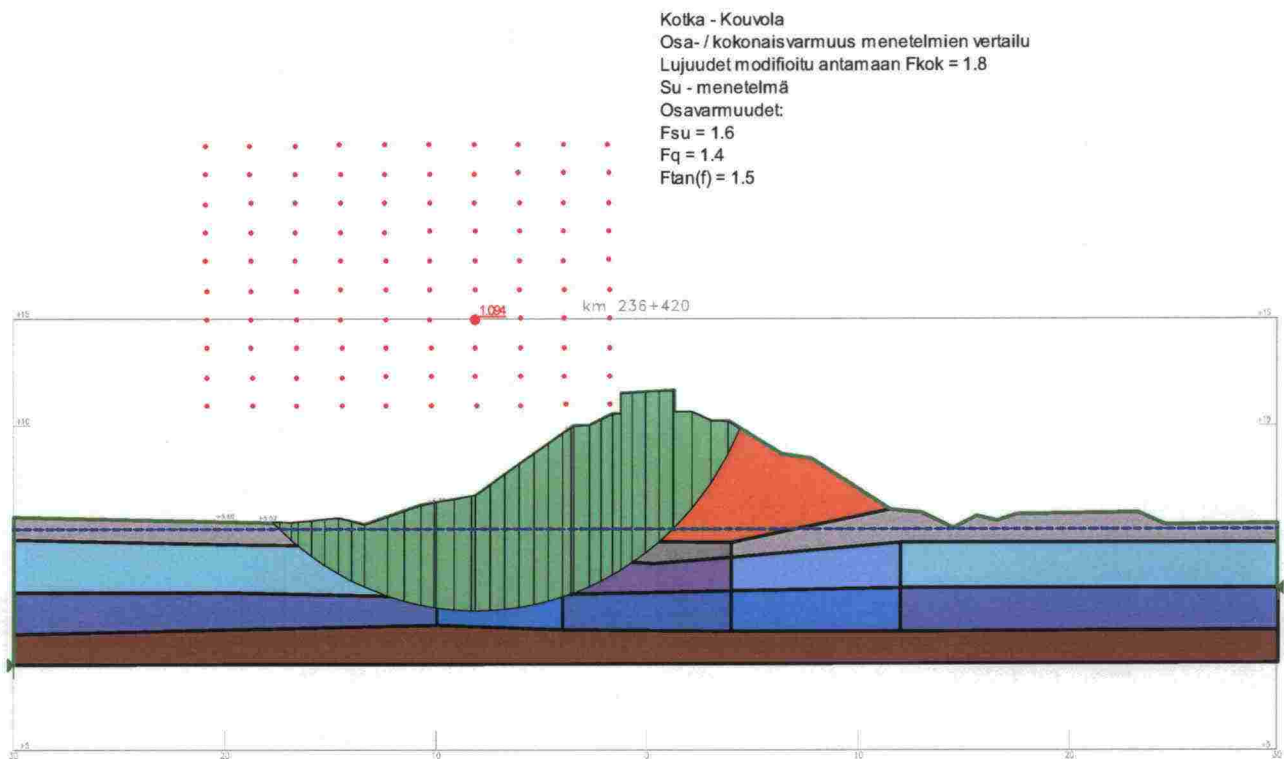
Kotka - Kouvola
anisotrooppinen konsolidaatio
Lujuudet modifioitu antamaan $F_{kok} = 1.8$
c- ϕ -ii osavarmuus menetelmä
 $F_c = 1.8$
 $F_{tan(f)} = 1.5$
 $F_q = 1.4$



Kuva 2. Modifioituilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,145, c'- ϕ '-menetelmä.

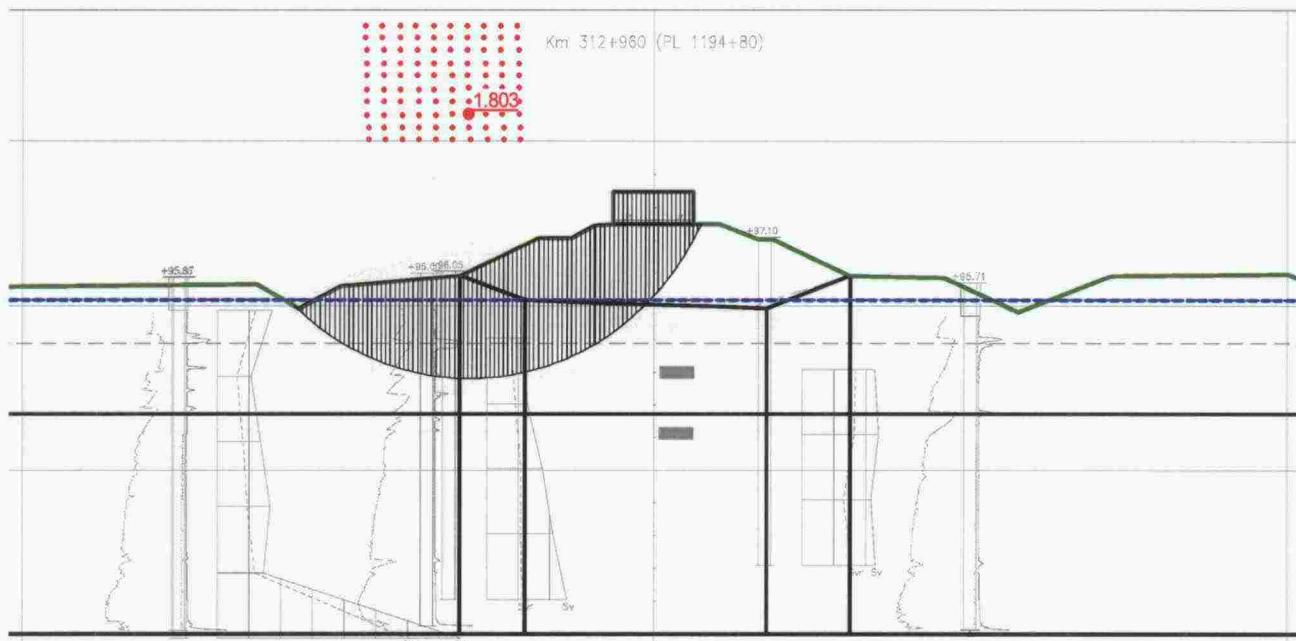


Kuva 3. Modifioituilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,803, s_u -menetelmä.



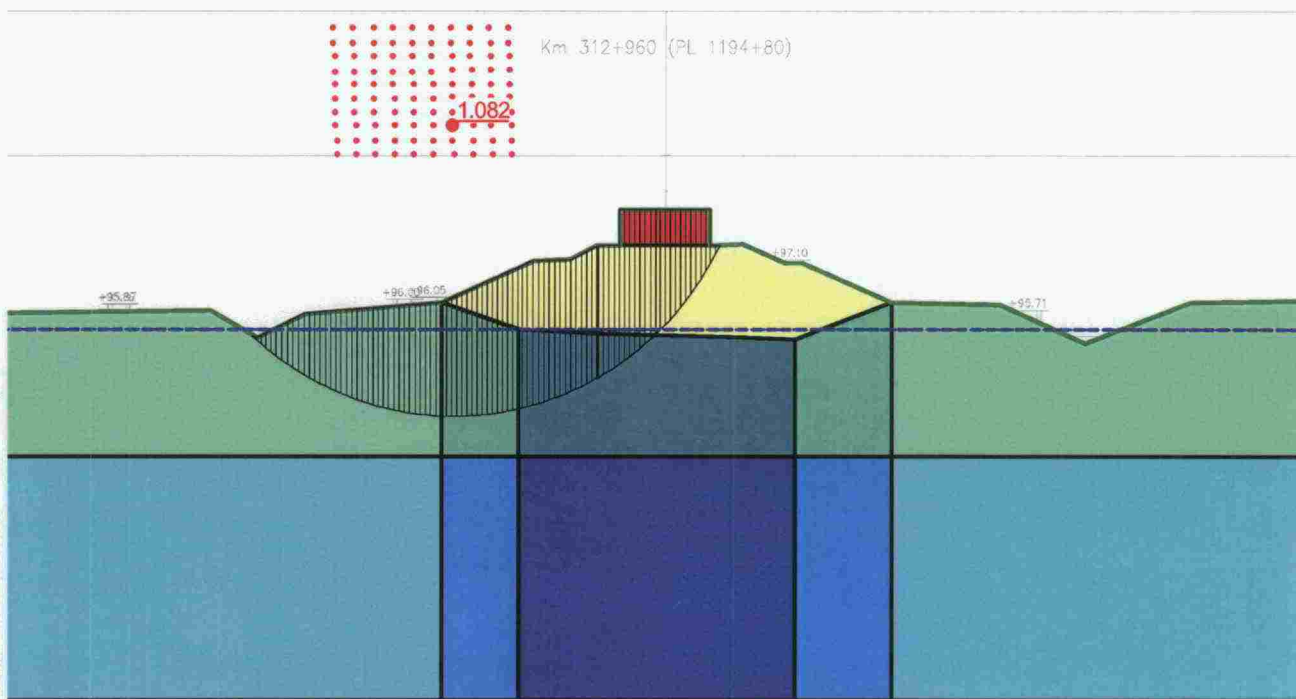
Kuva 4. Modifioituilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,094, s_u -menetelmä.

Tampere - Seinäjoki
anisotrooppinen konsolidaatio
Lujuudet modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
c-fii memetelmä



Kuva 5. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,803, $c'-\varphi'$ -menetelmä.

Tampere - Seinäjoki
anisotrooppinen konsolidaatio
Lujuudet modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
c-fii osavarmuus menetelmä
 $F_c = 1.8$
 $F_{\text{tan}(f)} = 1.5$
 $f_q = 1.4$



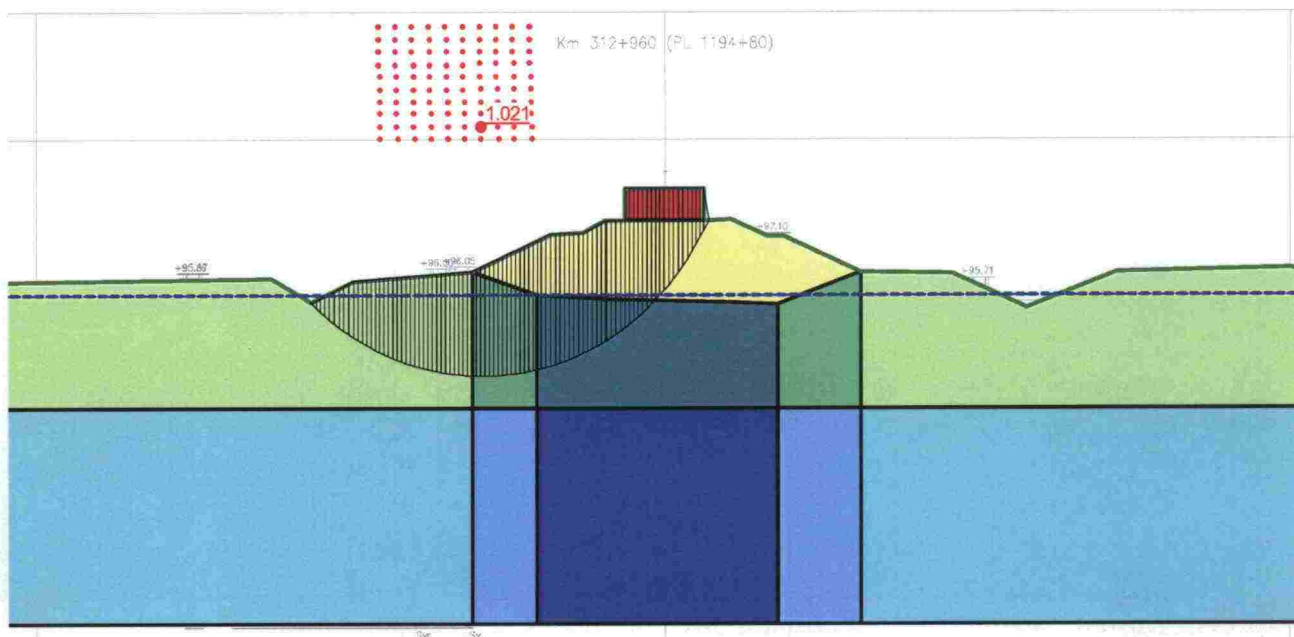
Kuva 6. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuusvarmuus 1,082, $c'-\varphi'$ -menetelmä.

Tampere -Seinäjoki
 Varmuuskertoimen menetelmien vertailu
 Lujukset modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
 Su - suojausputkellinen siipikaira



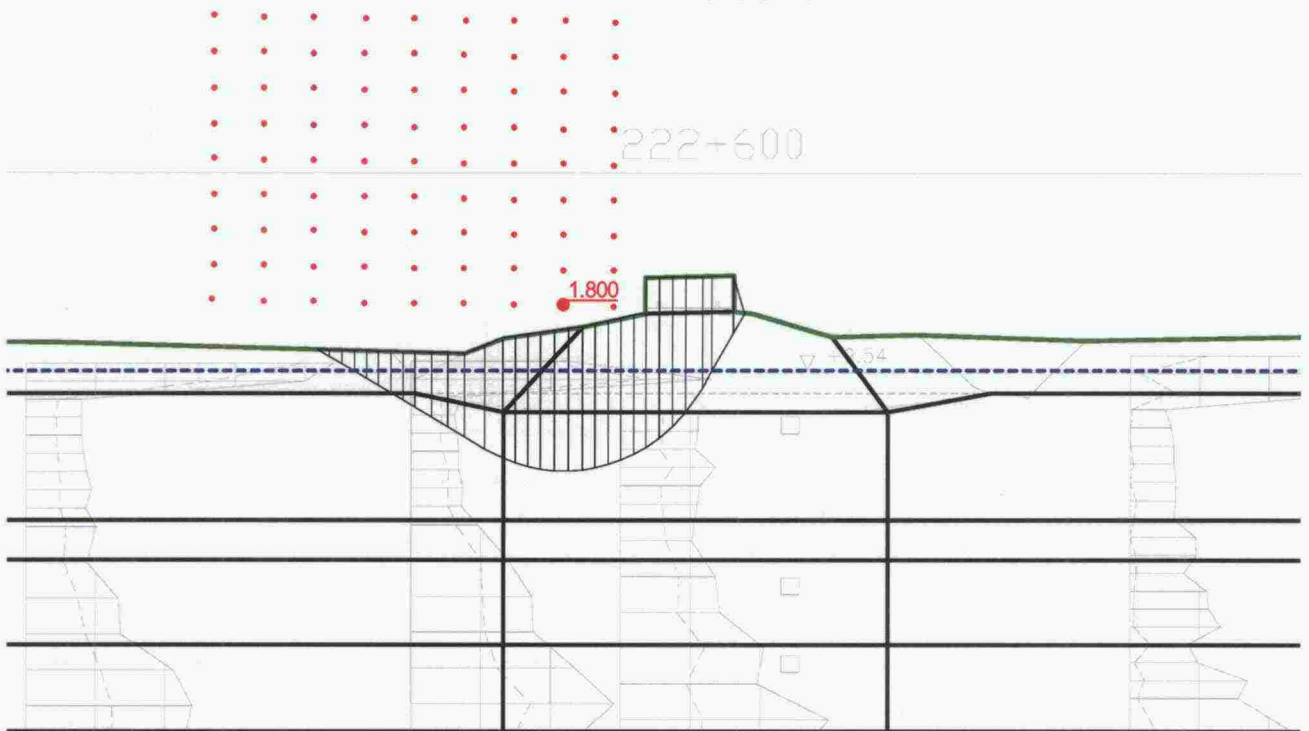
Kuva 7. Modifioituilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,802, s_u -menetelmä.

Tampere -Seinäjoki
 Varmuuskertoimen menetelmien vertailu
 Lujukset modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
 Su - suojausputkellinen siipikaira
 $F_{\text{su}} = 1.6$
 $F_q = 1.4$
 $F_{\text{tan}(f)} = 1.5$



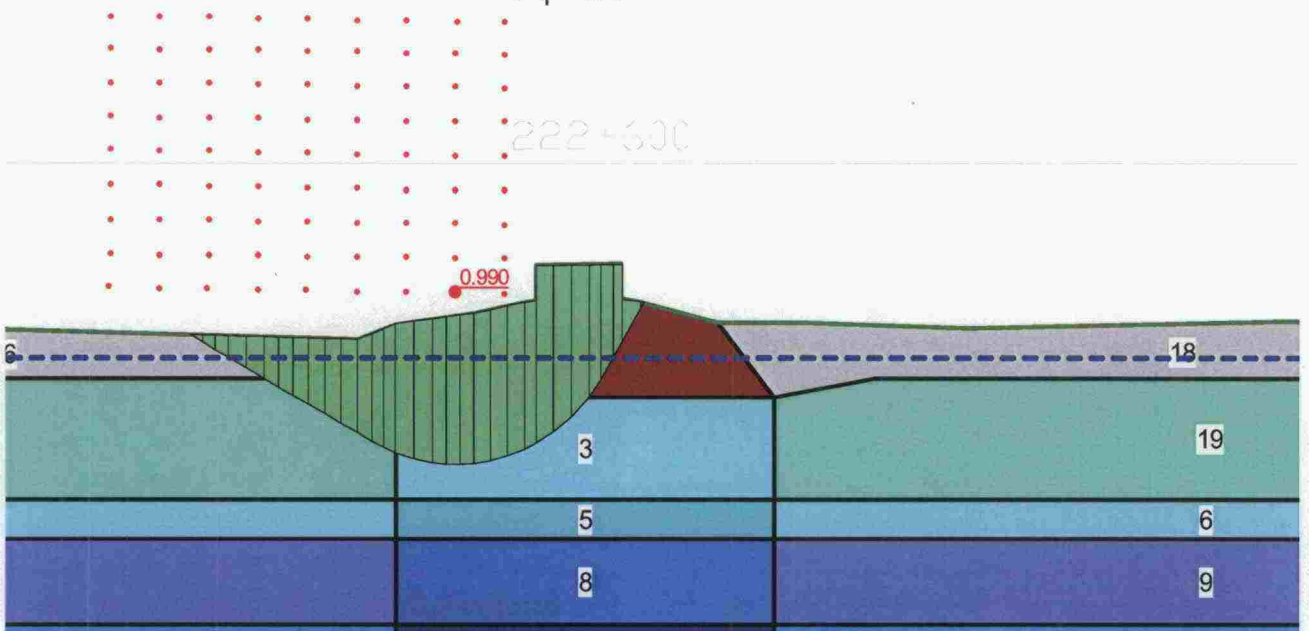
Kuva 8. Modifioituilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 1,021, s_u -menetelmä.

Turku - Uusikaupunki
Anisotrooppinen konsolidaatio
Lujuudet modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
c.fii menetelmä



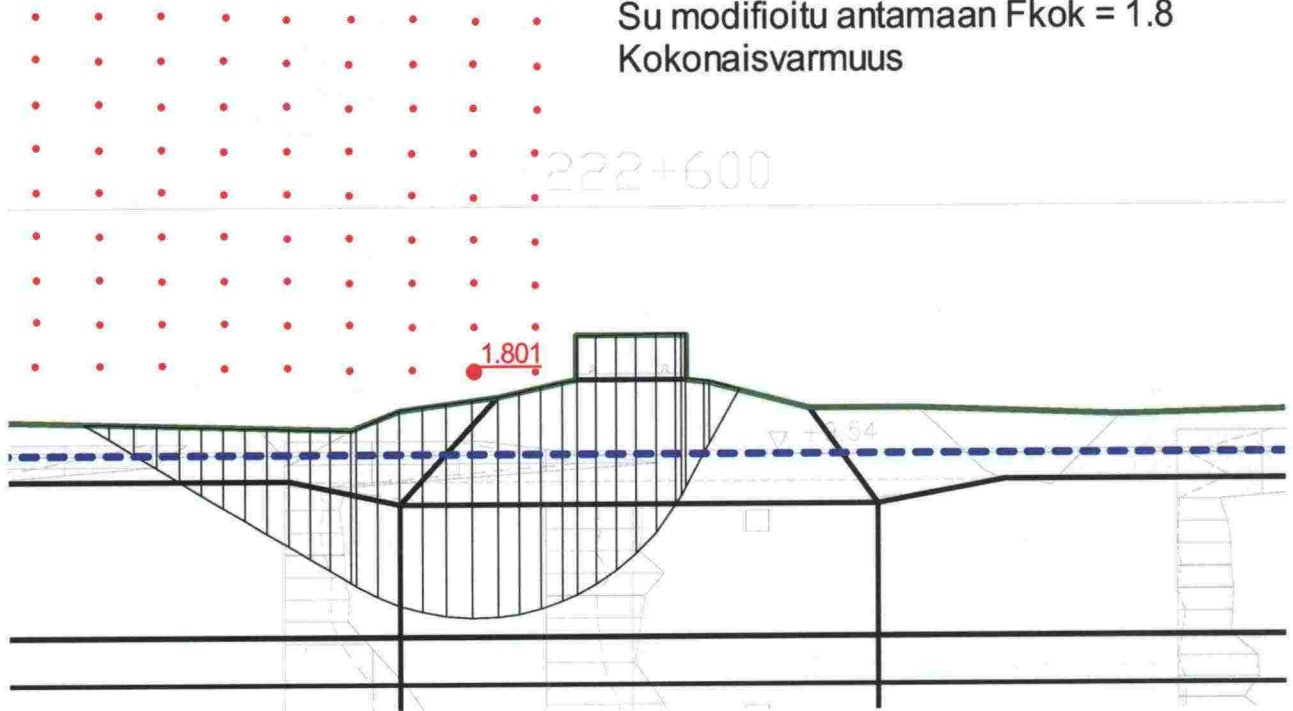
Kuva 9. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,800, $c'-\phi'$ -menetelmä.

Turku - Uusikaupunki
Anisotrooppinen konsolidaatio
Lujuudet modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
c-fii osavarmuus menetelmä
 $F_c = 1.8$
 $F_{\text{tan}}(f) = 1.5$
 $F_q = 1.4$



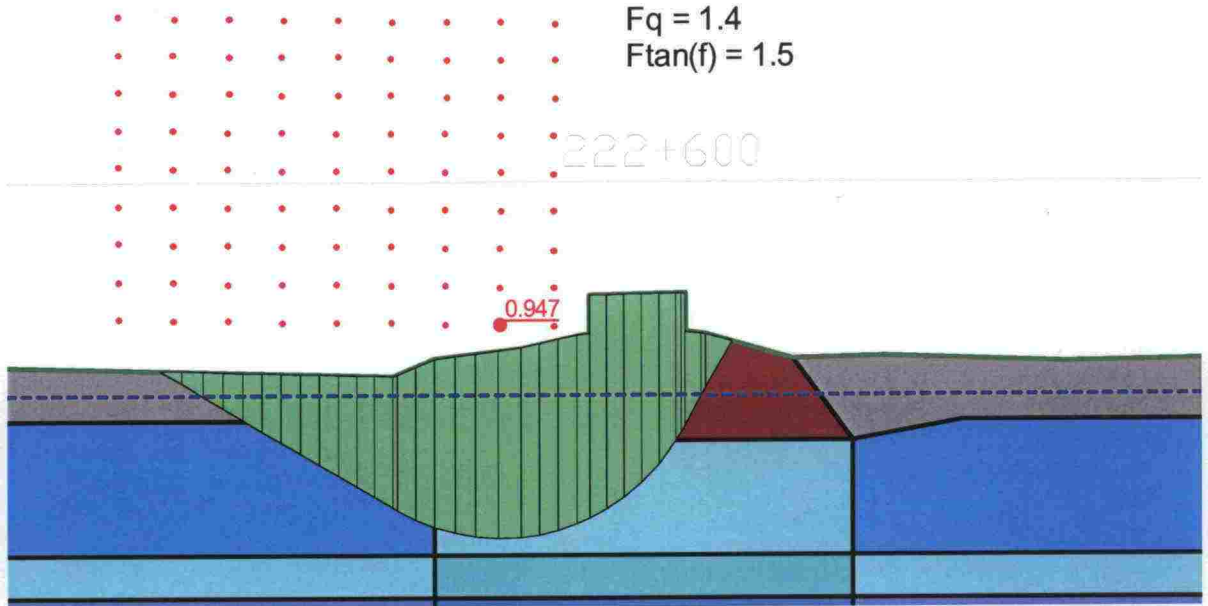
Kuva 10. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 0,990, $c'-\phi'$ -menetelmä.

Turku - Uusikaupunki
 Varmuuskerron menetelmien vertailu
 Su modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
 Kokonaisvarmuus



Kuva 11. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu kokonaisvarmuus 1,801, s_u -menetelmä.

Turku - Uusikaupunki
 Varmuuskerron menetelmien vertailu
 Su modifioitu antamaan $F_{\text{kok}} = 1.8$
 Osavarmuusvarmuus
 $F_{su} = 1.6$
 $F_q = 1.4$
 $F_{\tan(f)} = 1.5$



Kuva 12. Modifioiduilla lujuuksilla laskettu osavarmuus 0,947, s_u -menetelmä.

Johtopäätökset liukupintalaskelmista

Osavarmuuskertoimet $F_c = 1,8$, $F_{\tan f} = 1,5$, $F_{su} = 1,6$ ja $F_q = 1,4$ vastaavat hyvin kokonaisvarmuutta $F_{\text{kok}} = 1,8$.

Excel-laskelmat

Alla olevassa taulukossa on koheesion arvolla 3 kPa ja normaalijännityksen arvoilla 10...40 kPa laskettu lujuuden varmuuskerroin kaavalla

$$F = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{c / f_c + \sigma \tan \varphi / f_f}$$

Taulukosta nähdään, että penkereen alla lujuuden varmuus on noin 1,52...1,58 ja penkereen vieressä lähellä maanpintaa noin 1,57...1,68. Pienillä kitkakulman arvoilla saadaan suurempi kokonaisvarmuus kuin suurilla φ :n arvoilla. Tulos on yhteensopiva edellä esitettyjen liukupintalaskelmien kanssa.

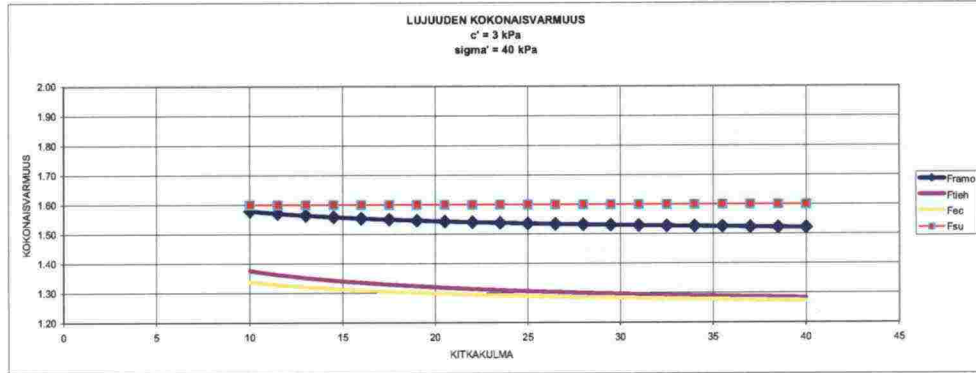
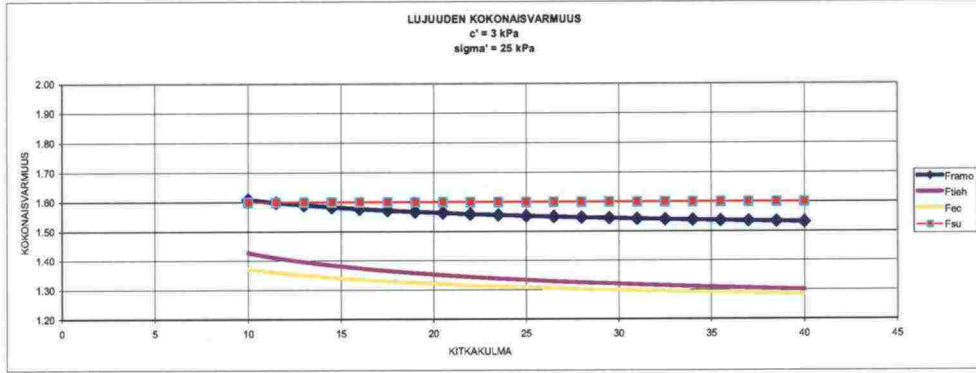
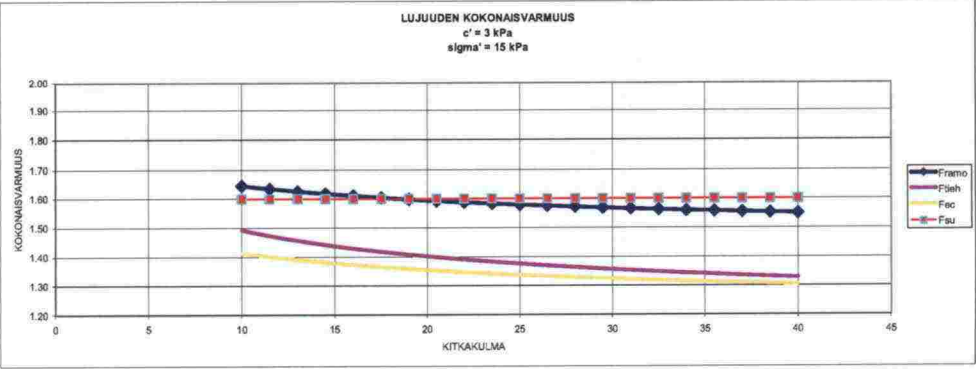
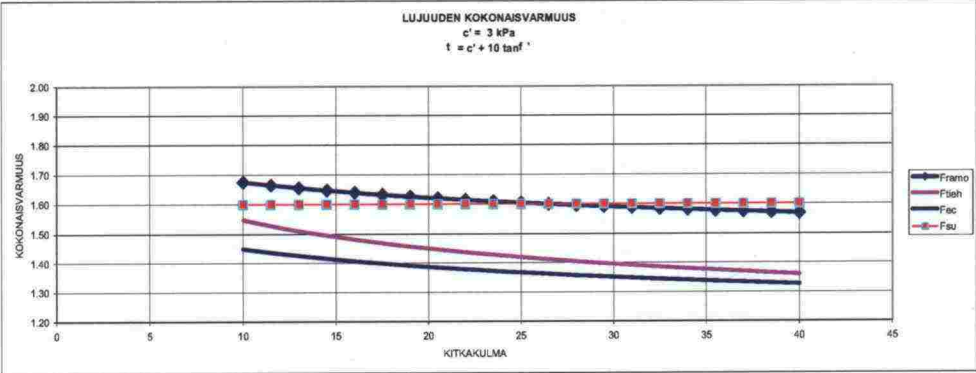
Koska penkereen osavarmuusluku on sama laskettaessa $c'-\varphi'$ - tai s_u -menetelmillä, nimenomaan pohjanmaan lujuus on se tekijä, joka voi aiheuttaa laskentatuloksiin eroja. Taulukon mukaan korrelaatio on hyvä φ :n arvoilla $15^\circ \dots 25^\circ$, mikä tukee liukupintalaskelmia.

Koska pengerkuorman osavarmuus on 1,0 ja junan 1,4, saadaan kuorman varmuudeksi kokonaisuudessaan 2 m penkereellä noin 1,2. Korkeammilla penkereillä kuorman varmuus on tätäkin pienempi.

Taulukossa olevat Tiehallinnon F_{tieh} ja Eurocoden F_{ec} ovat samoja arvoja kuin laskelmassa, joka käsittelee kokonaisvarmuutta 1,5.

VARMUUSKERTOIMIEN VERTAILU

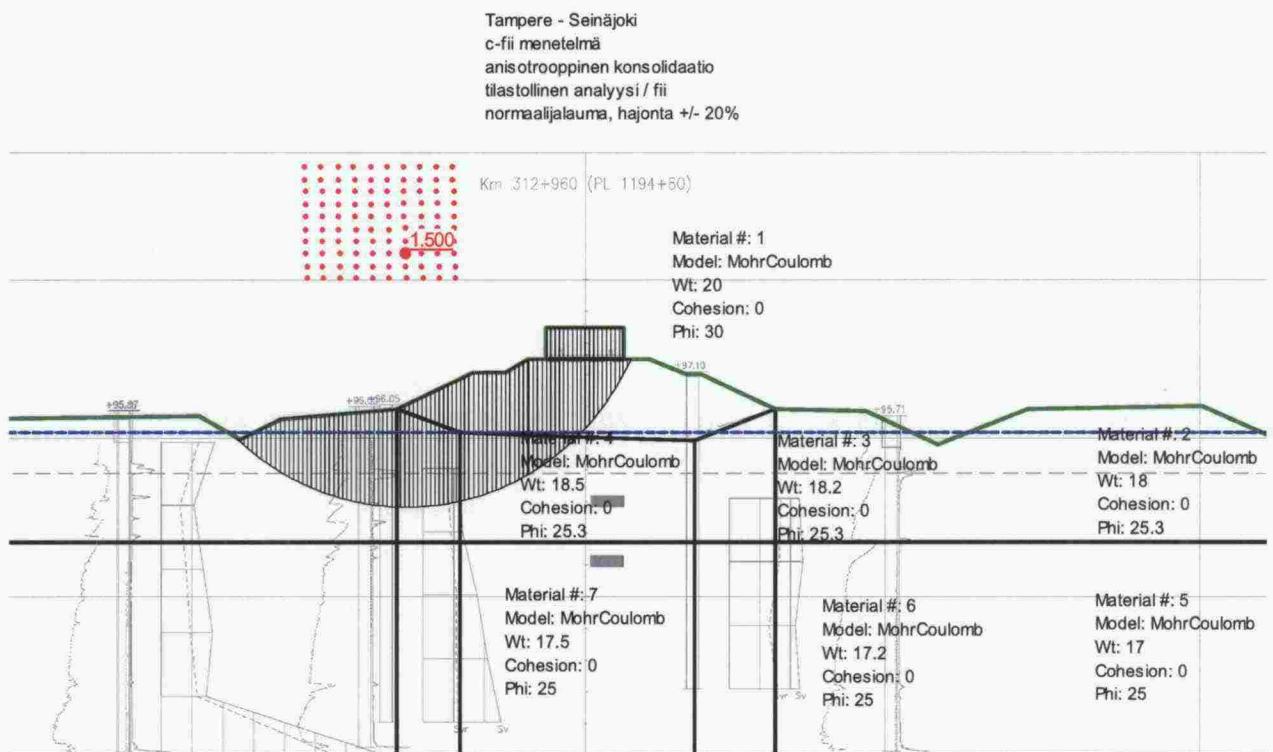
	RAMO EHDOTUS	TIEH	Eurocode 7		RAMO NYKYISET
Kuorma: pysyvä muuttuva	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.40	1.00	1.30	1.30	1.30
$\tan \delta$	1.50	1.25	1.25	1.2	1.2
c'	1.80	1.80	1.60	1.50	1.50
γ	1.60	1.80	1.40	1.50	1.50



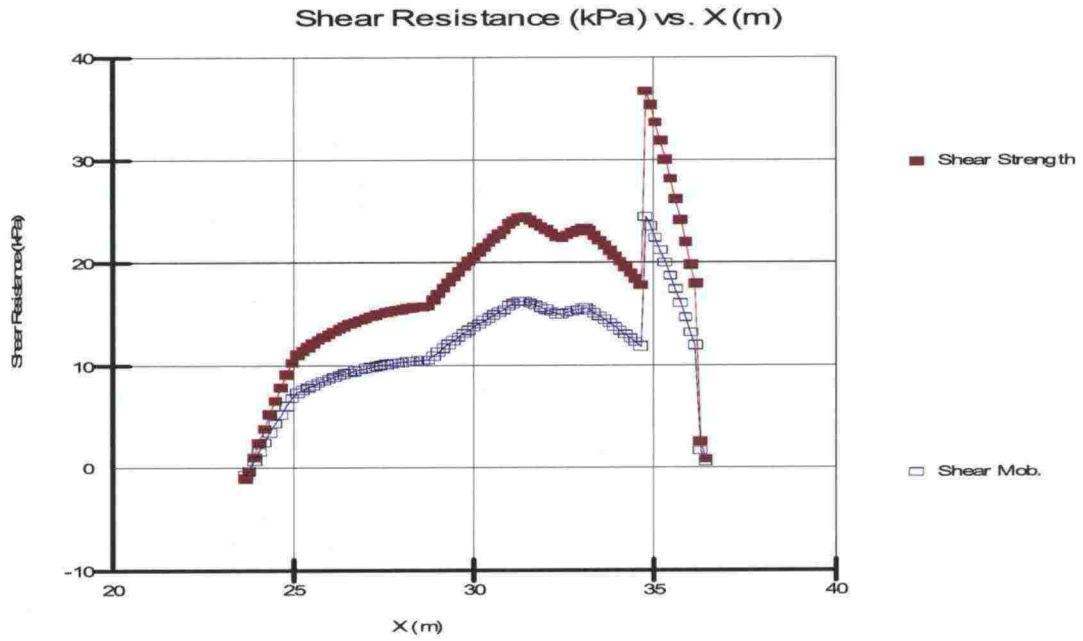
5.1.4 Osa C, tilastollinen analyysi ja herkkyysanalyysi, Tampere–Seinäjoki, $c'-\phi'$ / S_u

Tampere–Seinäjoki-rataosuus on valittu vertailupoikkileikkaukseksi seuraavista syistä: geometrialtaan se edustaa keskimääräistä tilannetta (n. 2 m pengeri), pohjamaa on saSi, jolle ohjeessa on esitetty soveltuviksi sekä $c'-\phi'$ että s_u -menetelmät. Vertailu perustuu siihen, että kokonaisvarmuus on molemmilla menetelmillä sama ($F = 1.5$). Koska mitatut lujuusparametrit antavat varmuudeksi $F = 1,5 \dots 1,7$, oli muutostarve pieni.

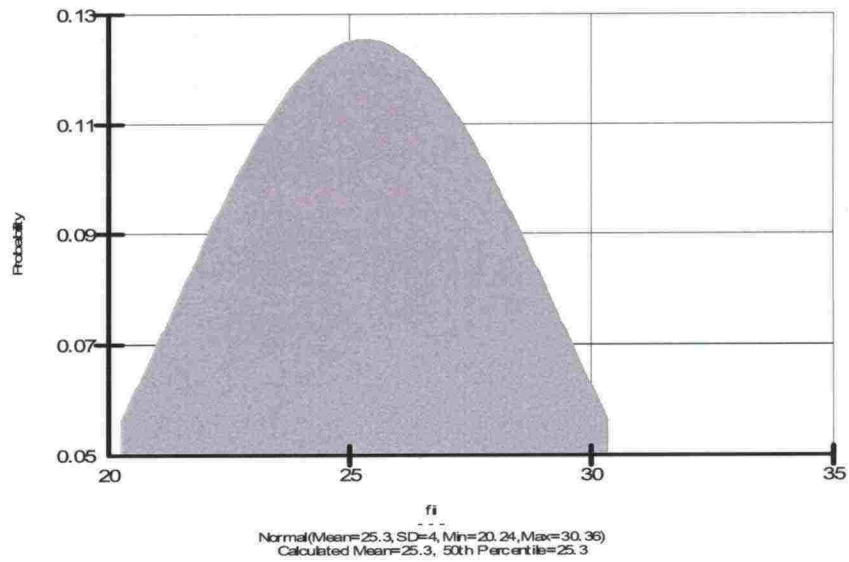
Laskenta $c\phi$ -menetelmällä



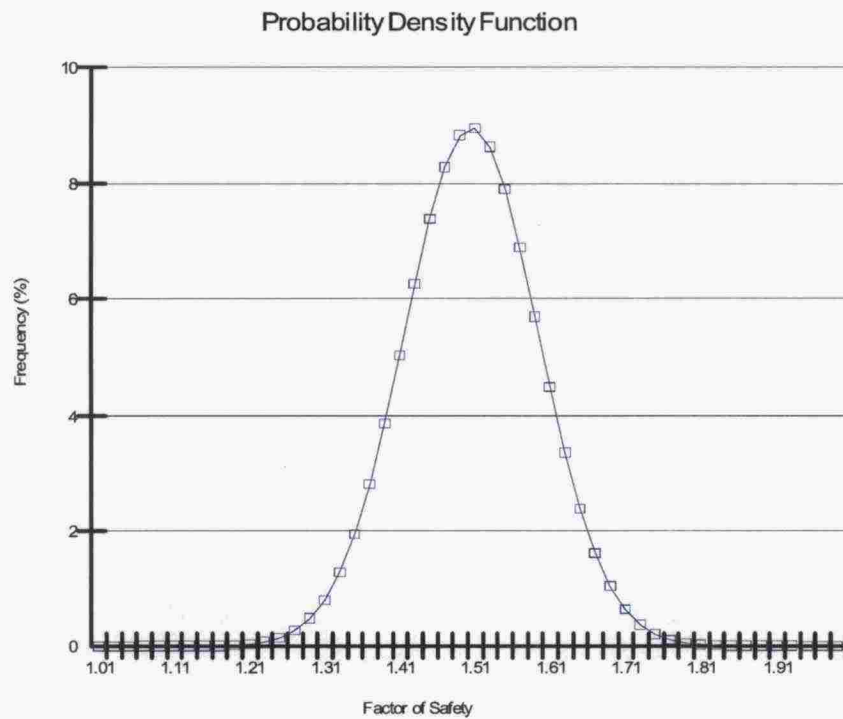
Kuva 1. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit



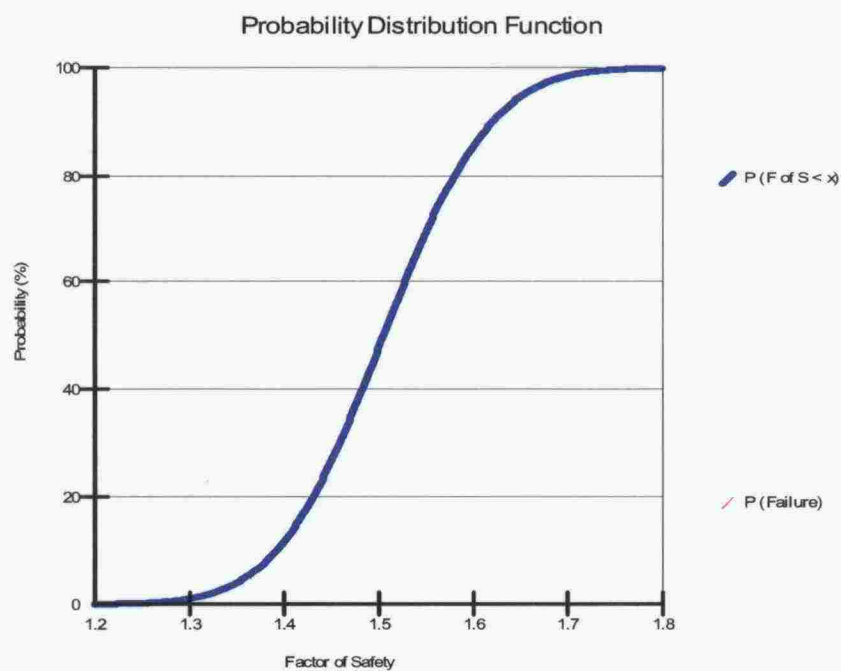
Kuva 2. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus (lamellimenetelmä)



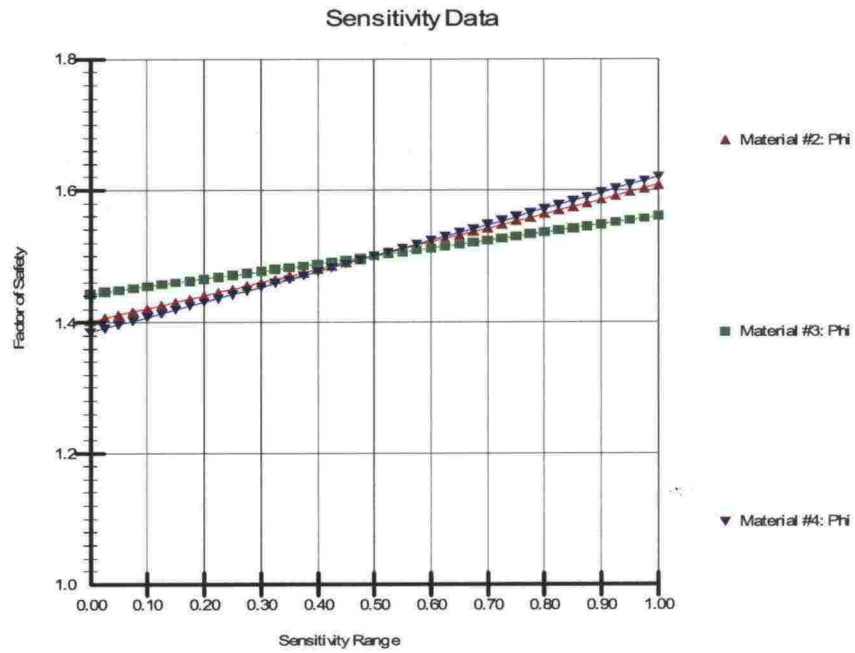
Kuva 3. Laskennassa käytetty ϕ :n jakautuma. Hajonta $\pm 20\%$



Kuva 4. Tuloksena saatu varmuuskertoimen jakautuma.



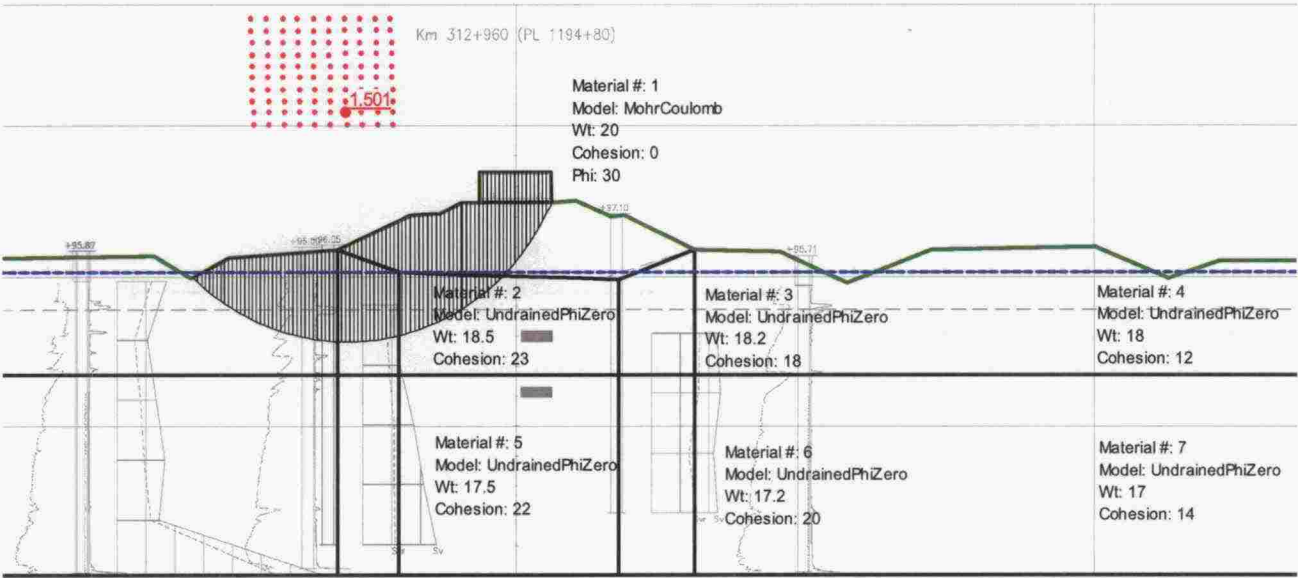
Kuva 5. Todennäköisyys, jolla varmuuskerroin on alle diagrammin osoittaman.



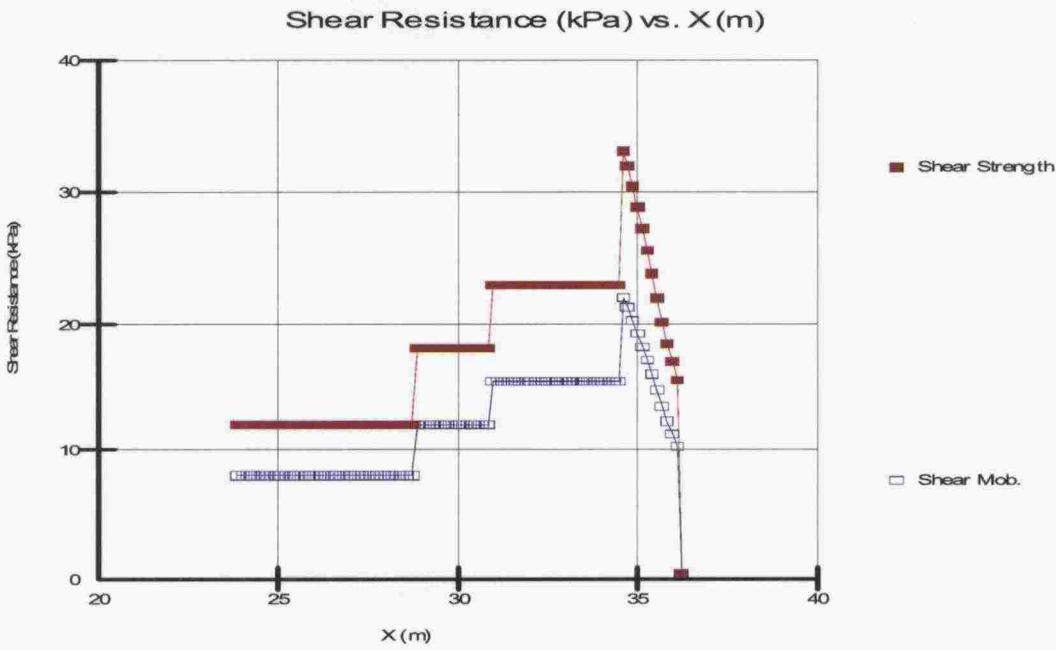
Kuva 6. Varmuuskertoimen herkkyys eri kerrosten ϕ -arvoille. Sensitivity Range: Lujuuden ominaisarvo = 0,5 , arvot 0,0 ja 1,0 tarkoittavat 20 % pienennettyjä ja kasvatettuja lujuuksia.

Laskenta s_u -menetelmällä

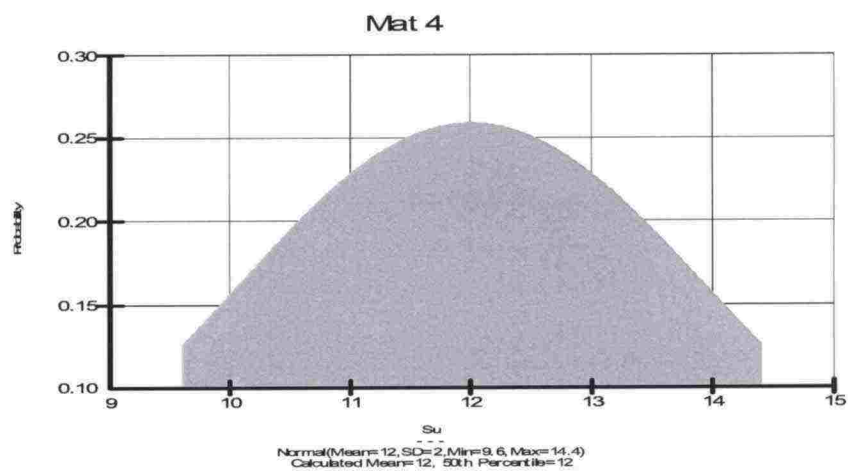
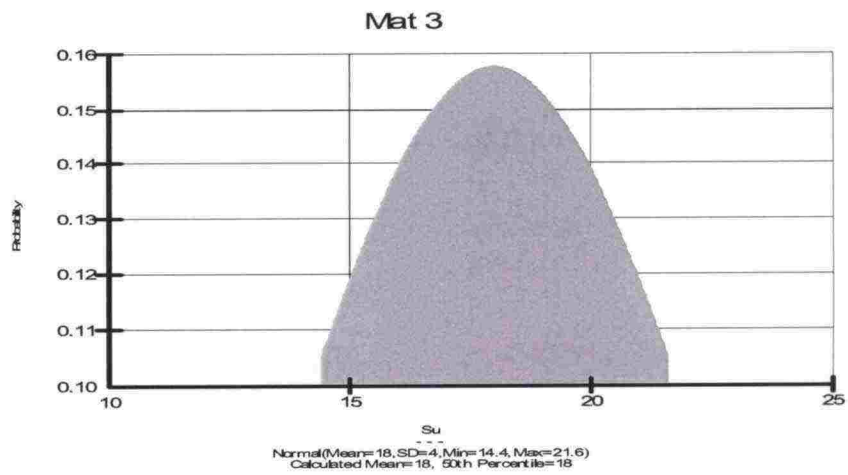
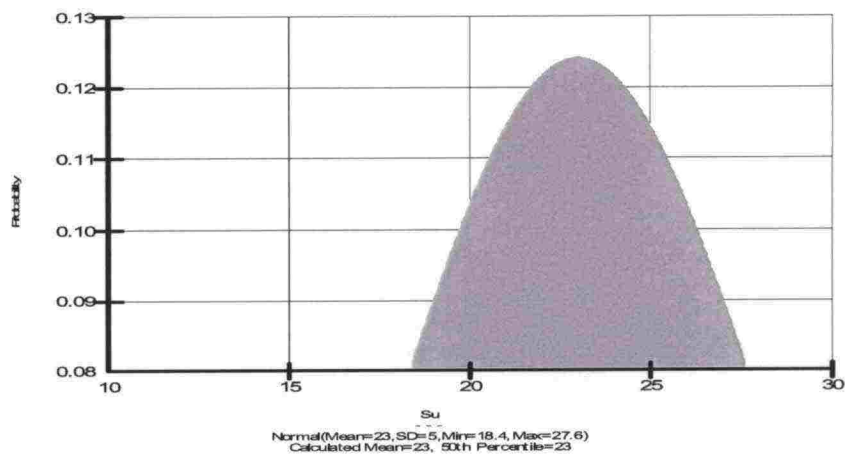
Tampere - Seinäjoki
Suljettulujuus
Suojaputkellinen siipikaira
Tilastollinen analuusi / S_u
Normaalijakauma, hajonta +/- 20 %



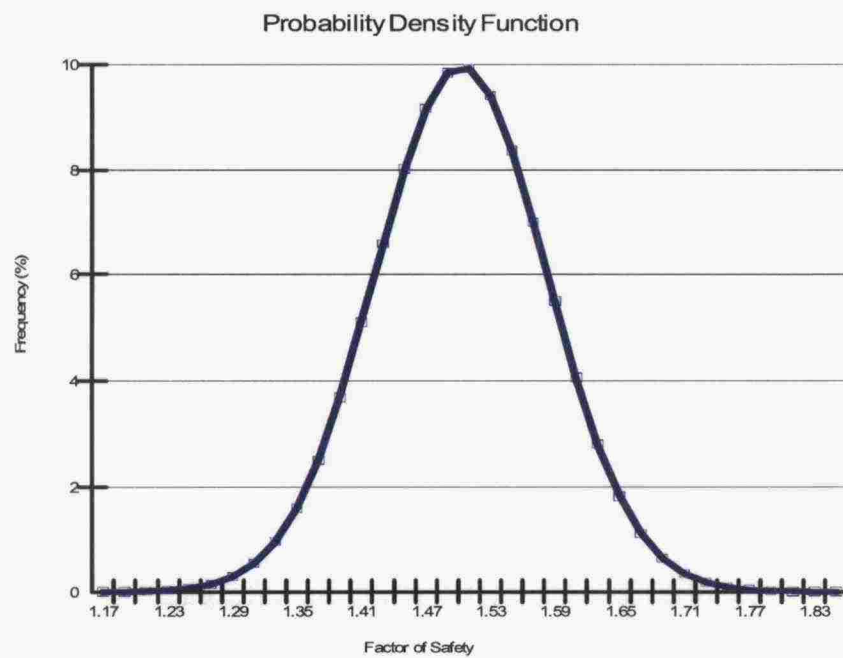
Kuva 7. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit



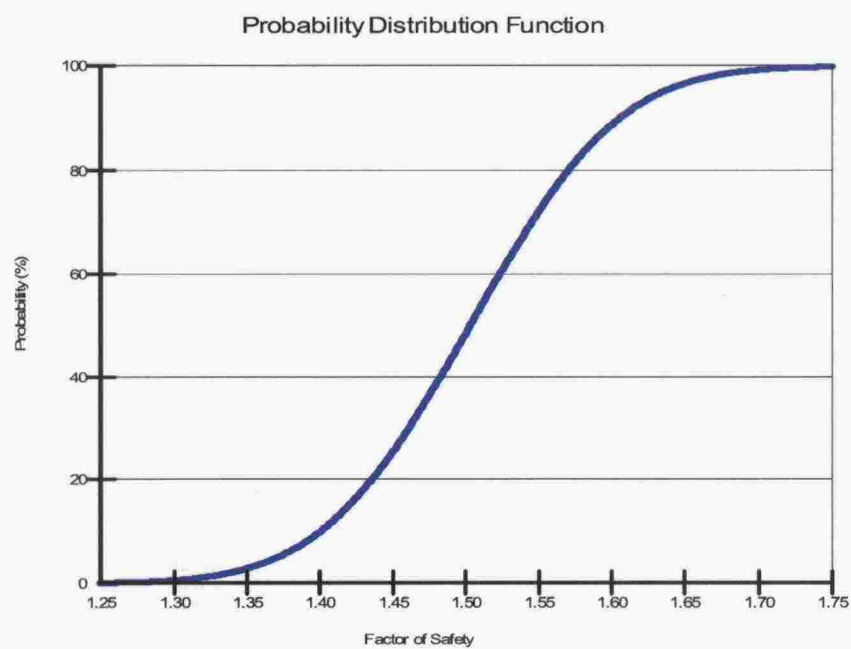
Kuva 8. Liukupinnan leikkausjännitys ja leikkauslujuus (lamellimenetelmä).



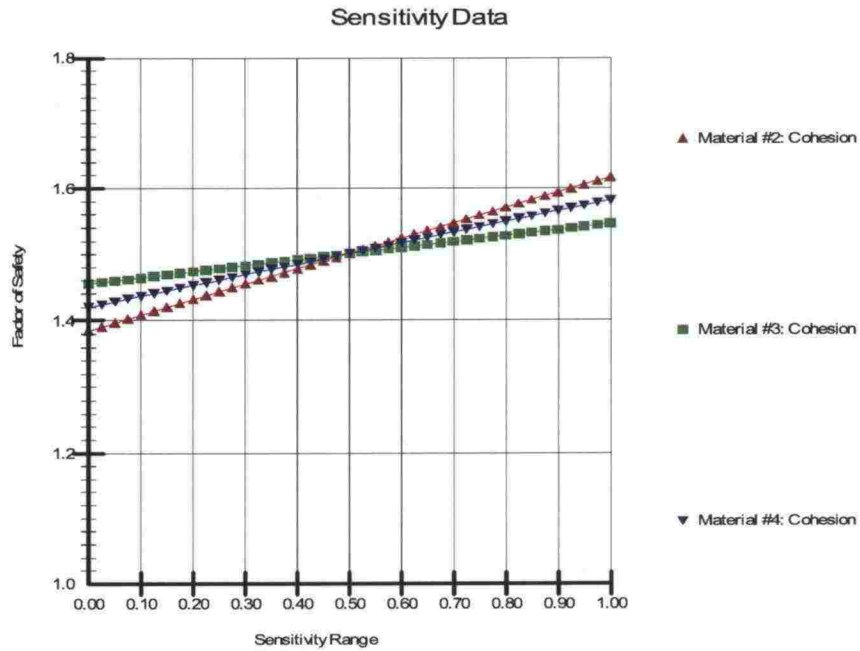
Kuva 9. Laskennassa käytetyt s_u :n jakautuma. Hajonta $\pm 20\%$.



Kuva 10. Tuloksena saatu varmuuskertoimen jakautuma.



Kuva 11. Todennäköisyys, jolla varmuuskerroin on alle diagrammin osoittaman.



Kuva 12. Varmuuskertoimen herkkyys eri kerrosten s_u -arvoille. Sensitivity Range: Lujuuden ominaisarvo = 0,5, arvot 0,0 ja 1,0 tarkoittavat 20 % pienennettyjä ja kasvatettuja lujuuksia.

Johtopäätökset

Tilastollisista analyyseistä voidaan todeta, että kun sekä s_u :lle että ϕ :lle käytetään samaa hajontaa (laskennassa $\pm 20\%$) saadaan tulokseksi käytännössä sama riskitaso (kuvat 4, 5, 10 ja 11). Tilanne on siis riippuvainen siitä, uskotaanko, että joko s_u tai ϕ voidaan määrittää toista tarkemmin. Oman kokemuksen mukaan ϕ :n arvon määrittämisen liittyy ainakin yhtä paljon epävarmuutta kuin s_u :n määrittämiseen.

Herkkyysanalyyseistä voidaan tehdä käytännössä samat johtopäätökset kuin edellä. Kuvissa 6 ja 12 on esitetty varmuuskertoimen herkkyys eri maakerrosten ϕ :n ja s_u :n arvoille. "Sensitivity Rangen" keskikohta 0,50 edustaa lujuuksien laskennassa käytettyjä arvoja. Saman asteikon 0,00 kohta edustaa varmuuskerrointa, kun lujuuksia on pienennetty 20 % ja asteikon 1,00 kohta edustaa varmuuskerrointa, kun lujuuksia on kasvatettu 20 %. Kuvista nähdään, että ϕ :n ja s_u :n arvojen samansuuruisilla muutoksilla on varmuuskertoimeen lähes sama vaikutus.

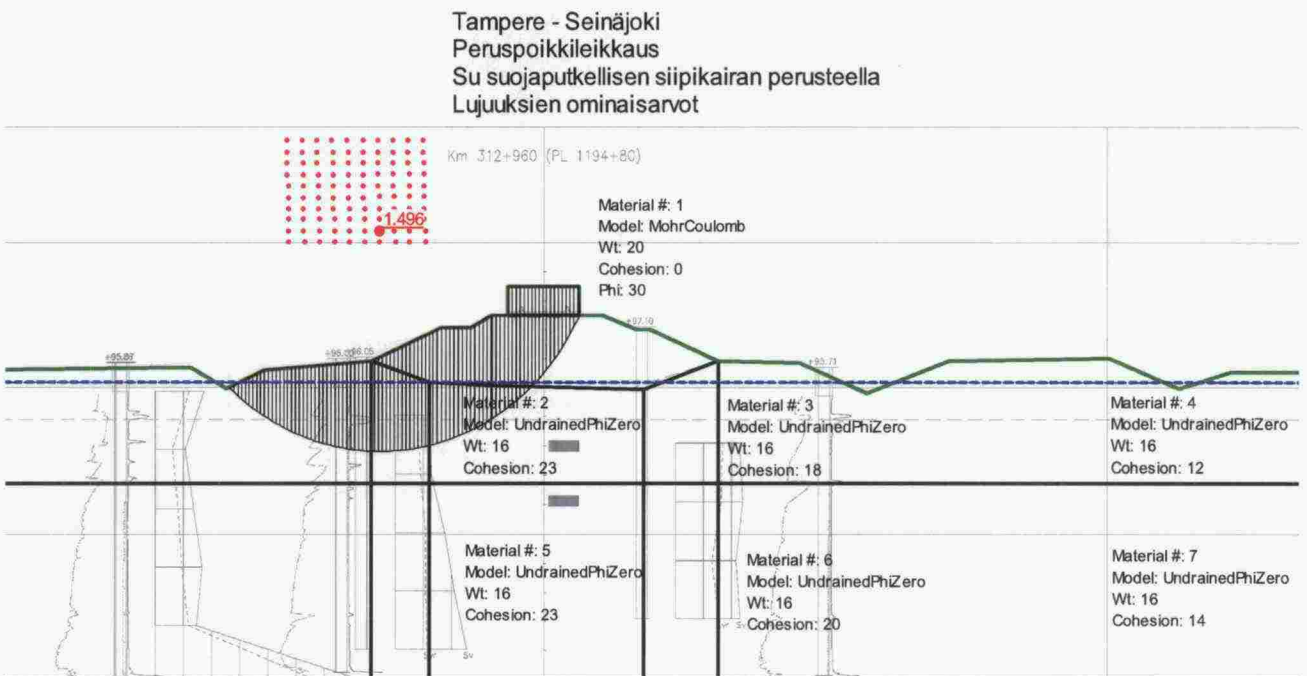
5.1.5 Osa D, liukupinnan paikka ja penkereen huomiointi

Alla on esitetty eri kohteiden seuraavat vakavuuslaskelmat:

1. Perustapaus, kaikki lujuudet mukana.
2. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Lujuus tällä osin nolla (RAMO3).
3. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Vesitäyttö 1.5 m.
4. Penkereen lujuutta ei huomioitu ts. $\phi = 0$.

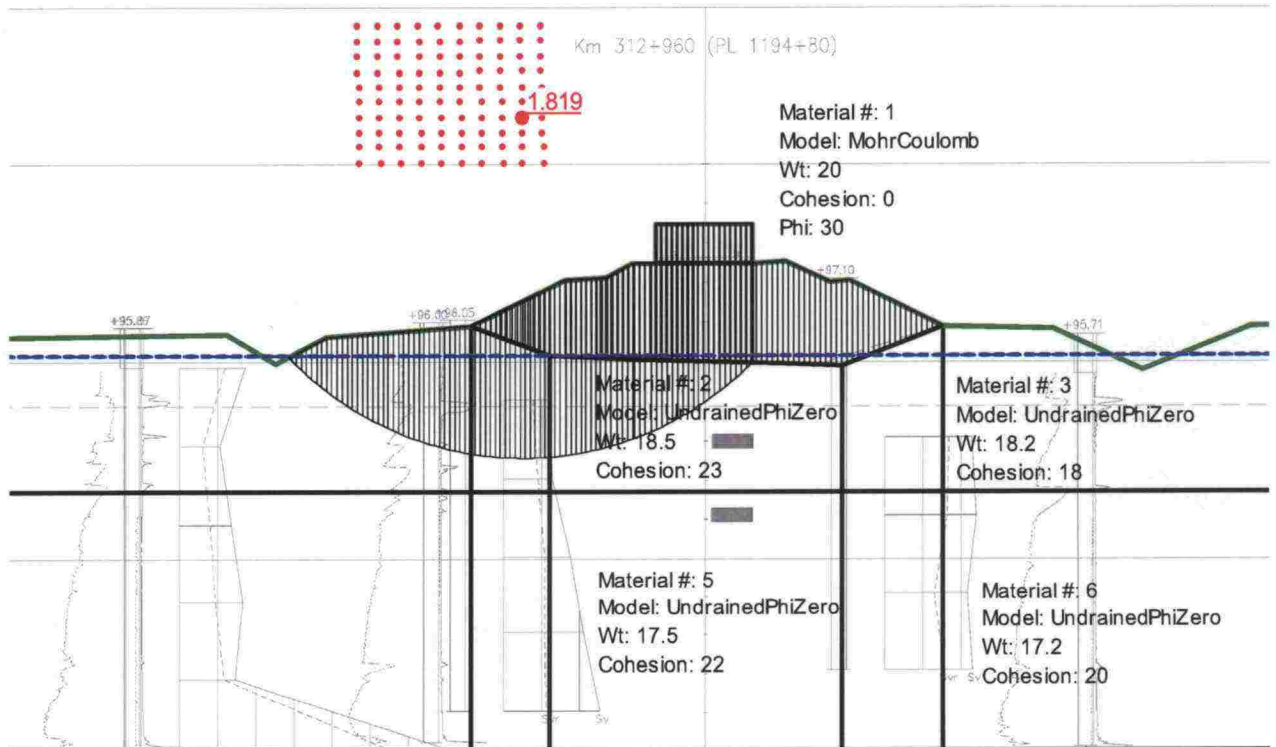
Tampere-Seinäjoki

Laskenta s_u -menetelmällä



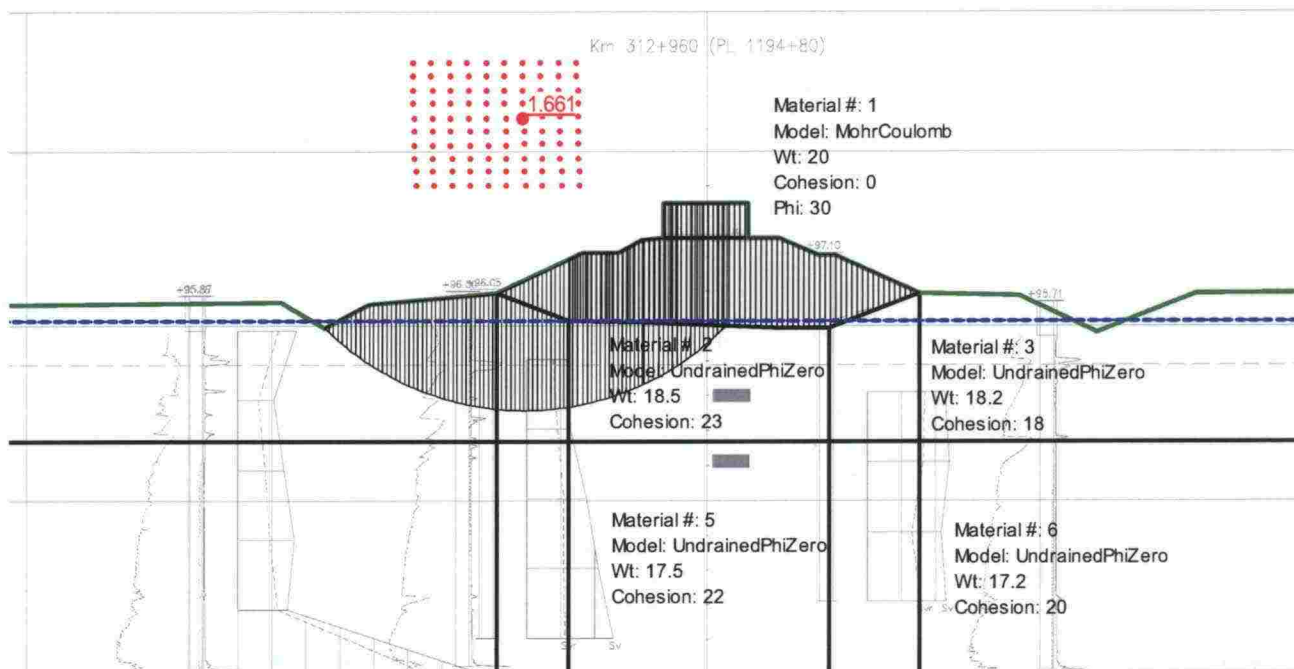
Kuva 1. Perustapaus, kaikki lujuudet mukana

Tampere - Seinäjoki
Peruspoikkileikkaus
Su suojauputellisen siipikairan perusteella
Lujuuksien ominaisarvot
vetohalkeama



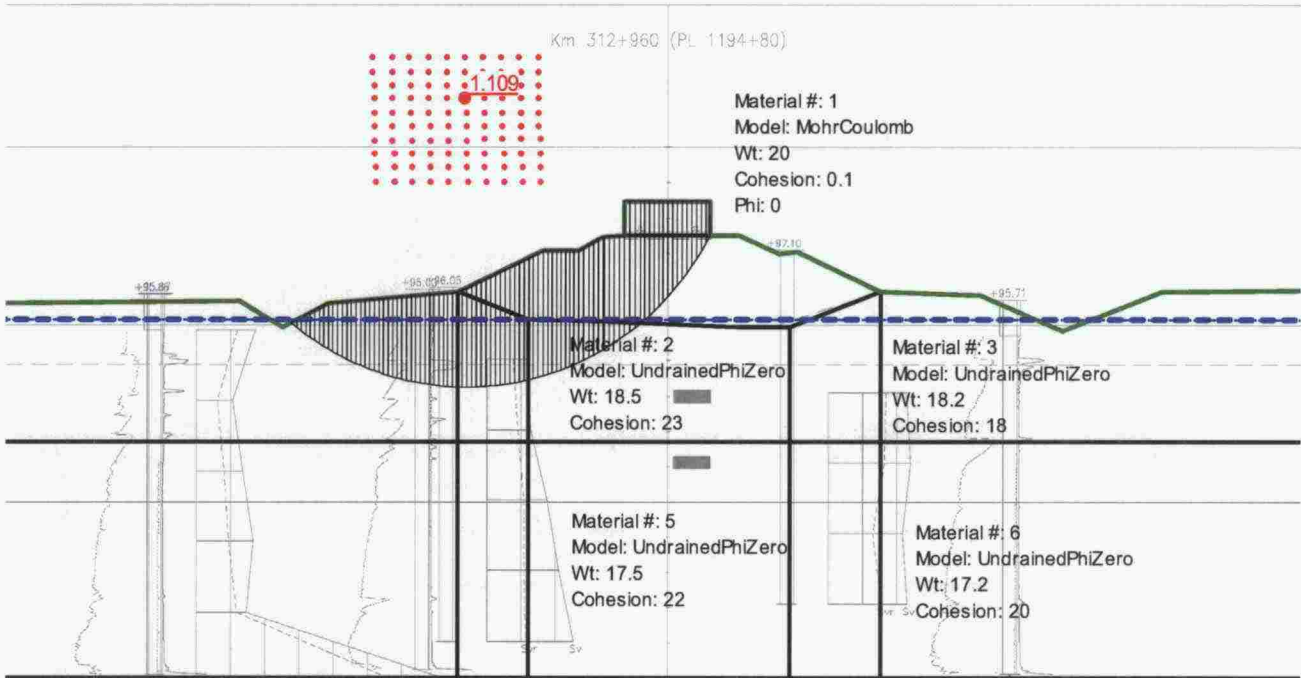
Kuva 2. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Lujuus tällä osin nolla (RAMO 3)

Tampere - Seinäjoki
Peruspoikkileikkaus
Su suojauputellisen siipikairan perusteella
Lujuuksien ominaisarvot
Vetohalkeama + vesi



Kuva 3. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Vettä 1,5 m.

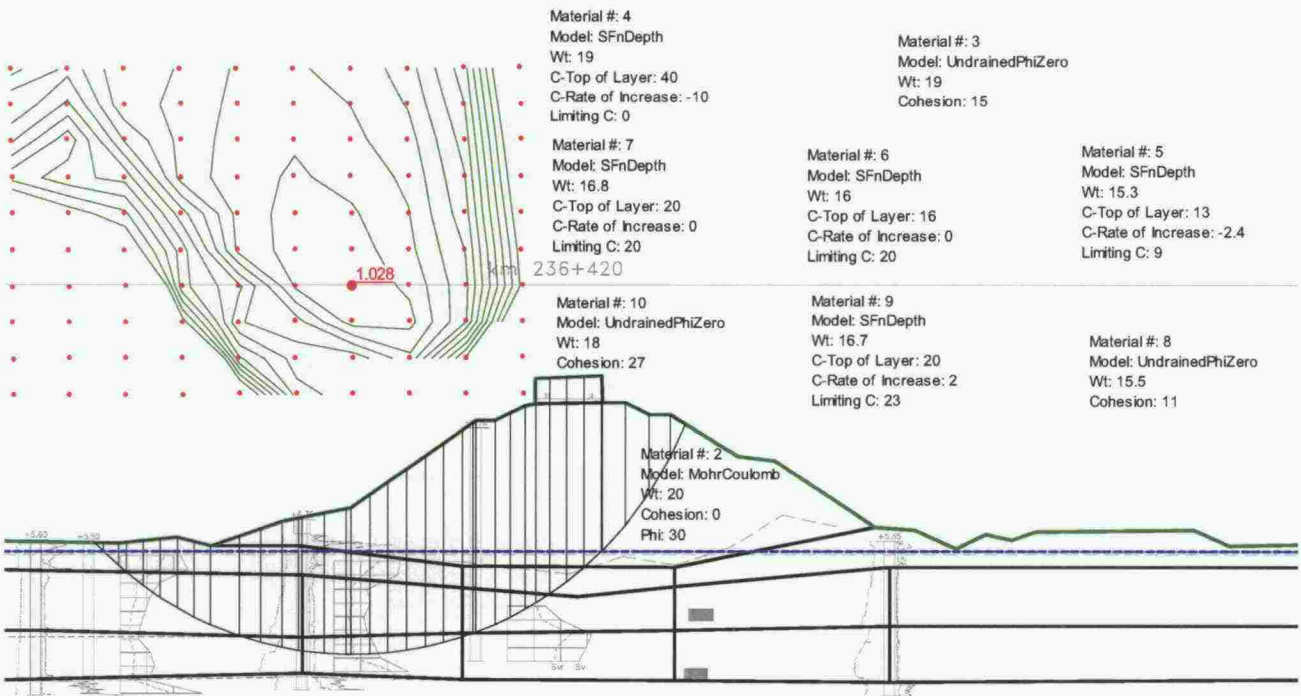
Tampere - Seinäjoki
Peruspoikkileikkaus
Su suojausputkellisen siipikairan perusteella
Lujuuksien ominaisarvot
Penkereen lujuus 0



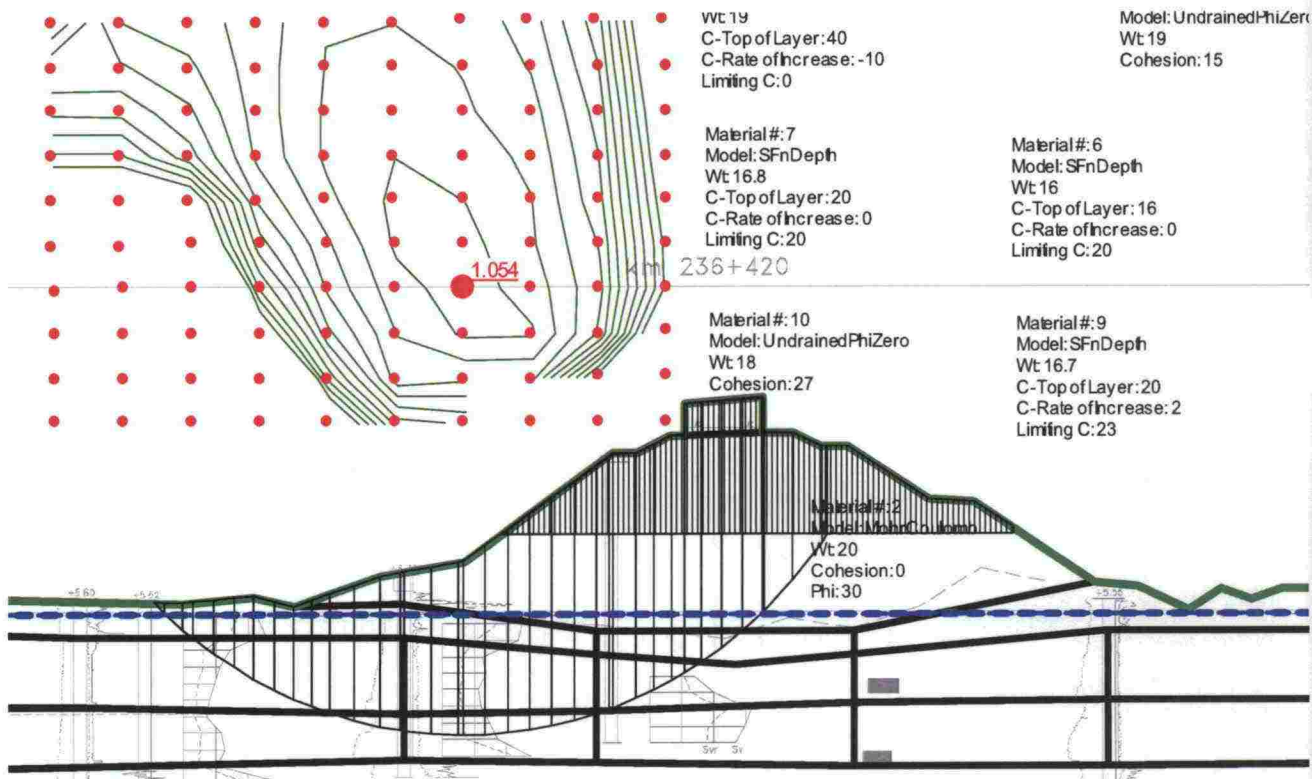
Kuva 4. Penkereen lujuutta ei huomioitu ts. $\varphi = 0$

Kotka-Kouvola
Laskenta s_u -menetelmällä

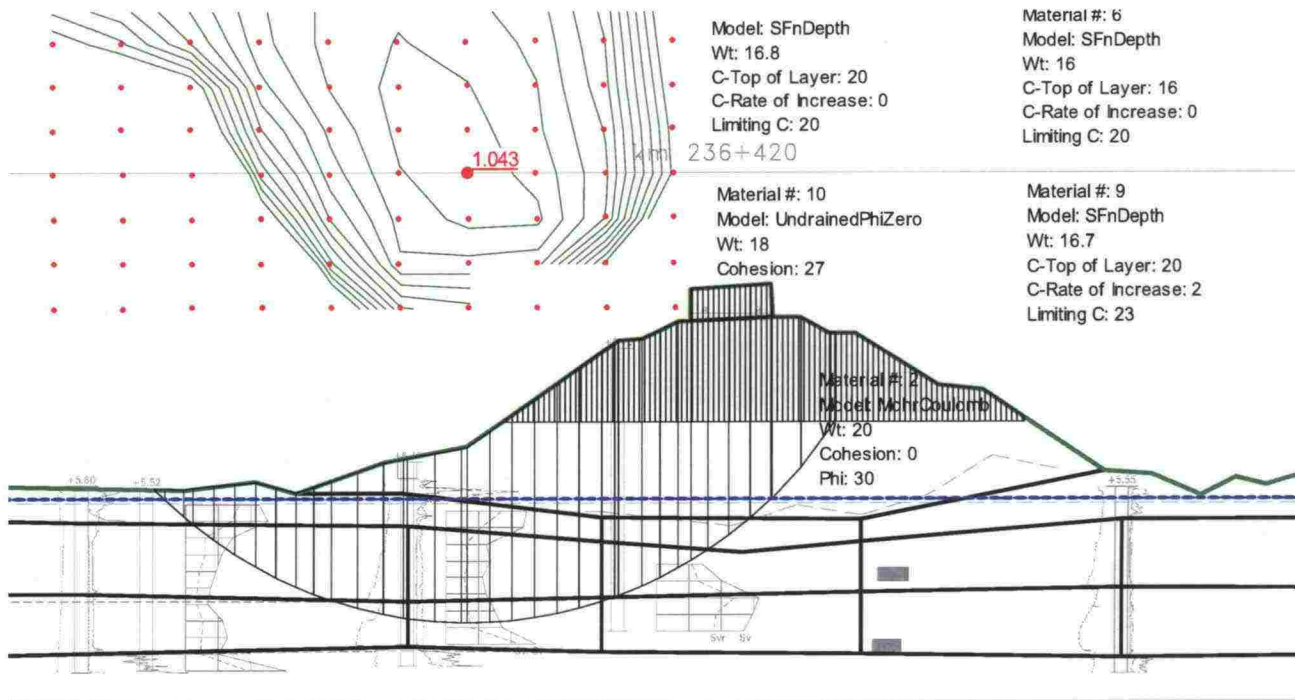
Kotka - Kouvola
peruspoikkileikkaus
Su siipikairalla
Lujuuksien ominaisarvot



Kuva 5. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta

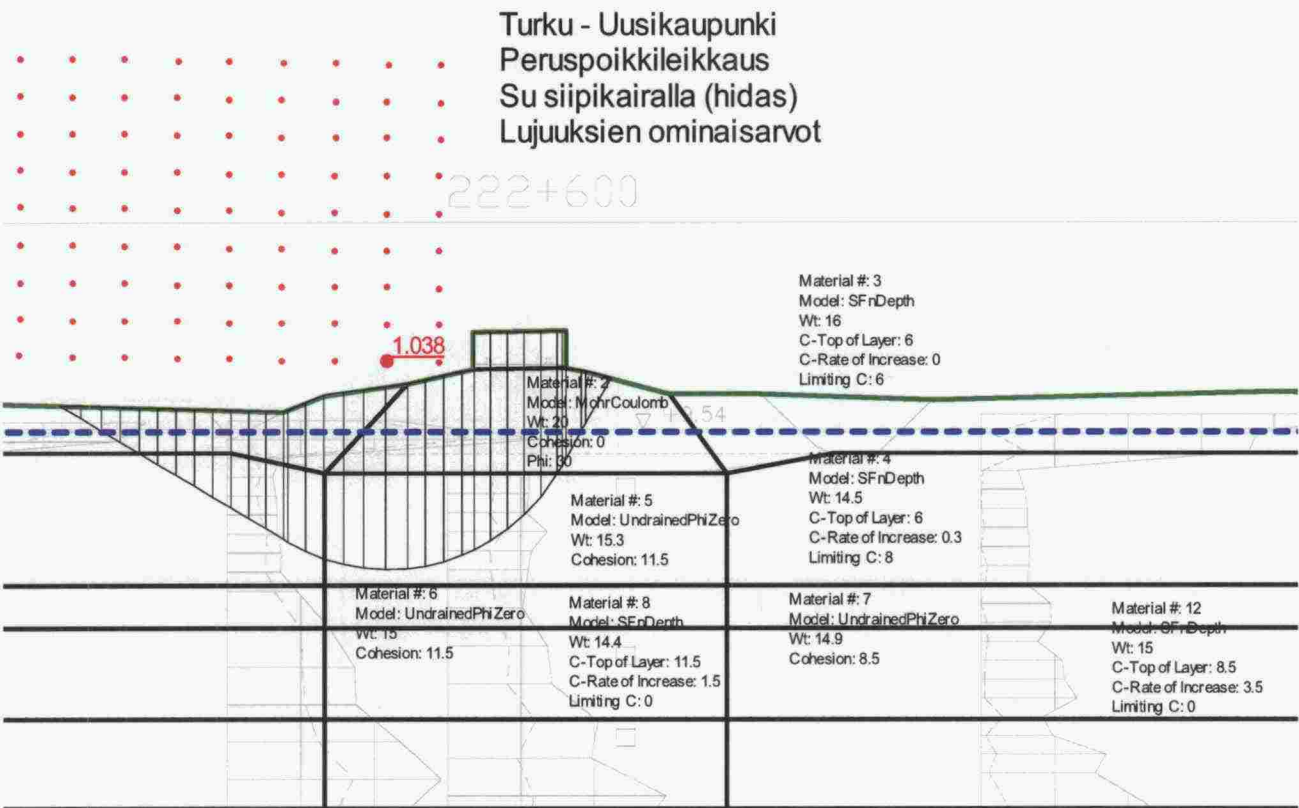


Kuva 6. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Lujuus tällä osin nolla (RAMO3)

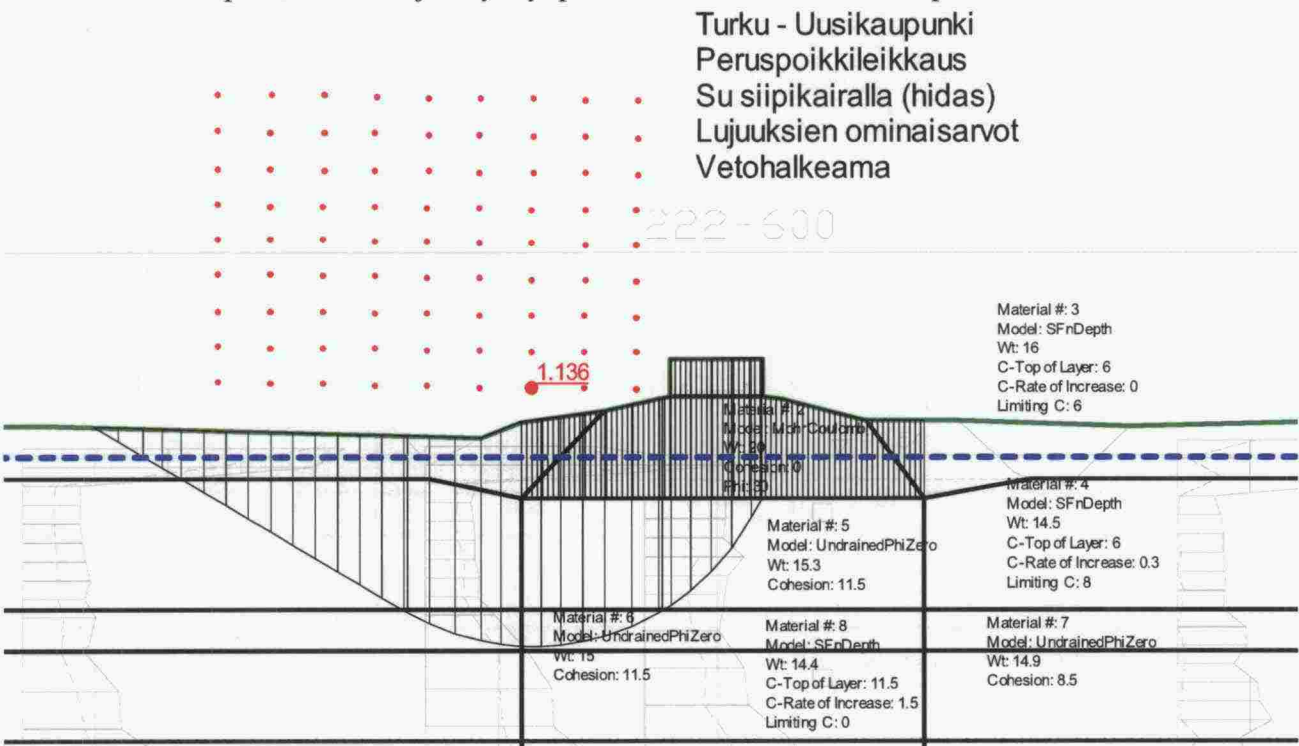


Kuva 7. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Vettä 1,5 m.

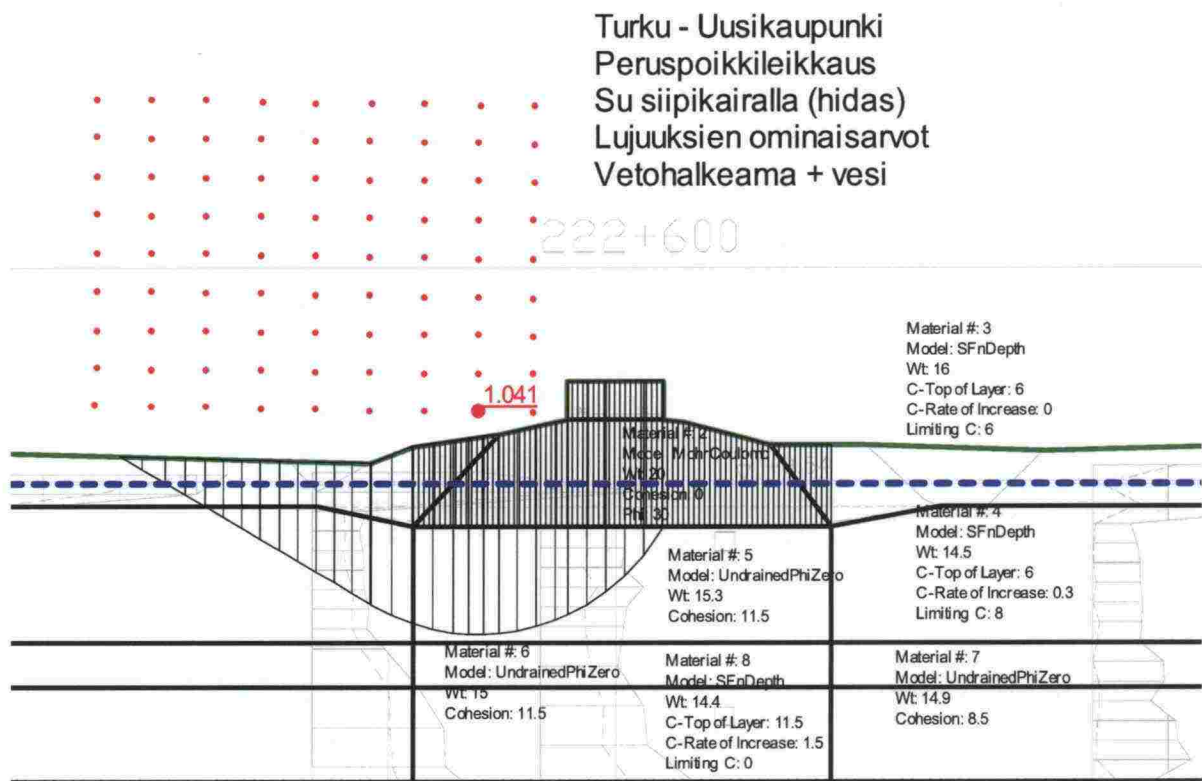
Turku–Uusikaupunki
Laskenta s_u -menetelmällä



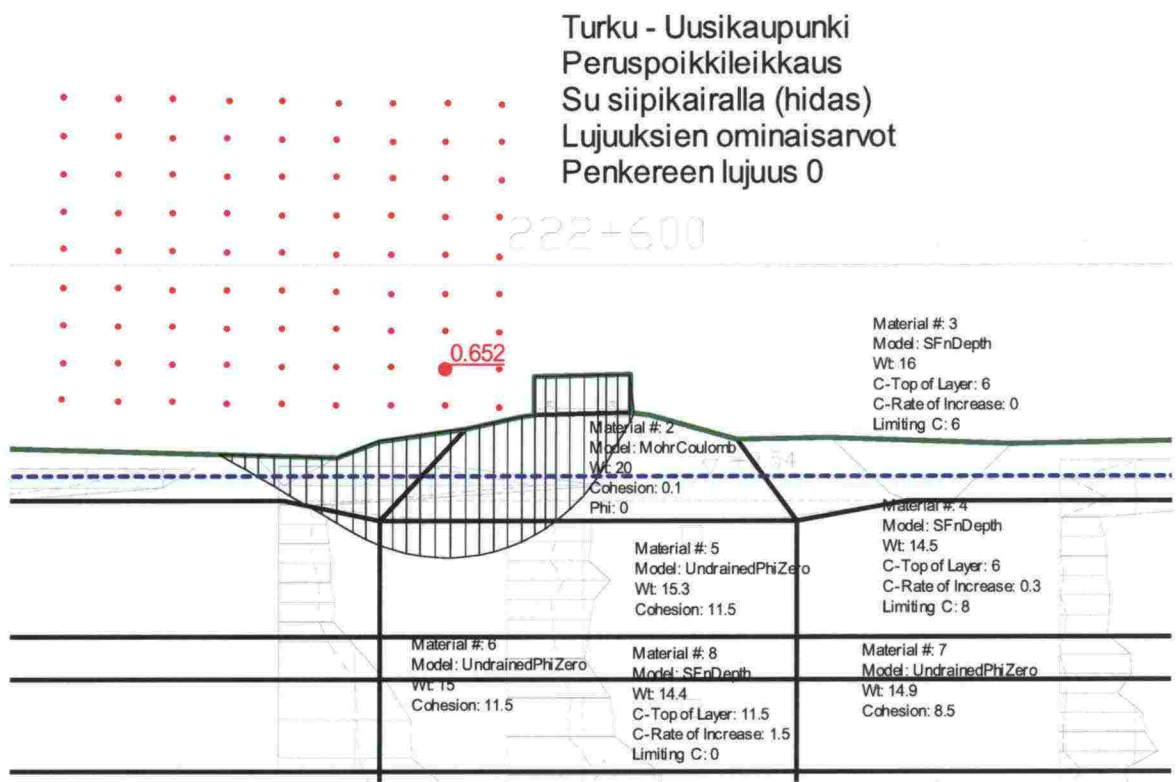
Kuva 8. Laskentapoikkileikkaus ja käytetyt parametrit. Vaarallisin liukupinta



Kuva 9. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Lujuus tällä osin nolla (RAMO 3)



Kuva 10. Penkereen vetohalkeama max. 3 m syvyyteen. Vettä 1,5 m.



Kuva 11. Penkereen lujuutta ei huomioitu ts. $\phi = 0$

Yhteenvedona voidaan todeta seuraavaa:

Tapaus 1, jossa haetaan vaarallisin liukupinta penkereen lujuus huomioiden, antaa pienemmän varmuuden kuin pölkyn päästä lähtevä pystysuora halkeama, Tapaus 2. Tämä johtuu "halkeaman" maanpaineen poisjäännistä.

Jos rako täytetään vedellä 1,5 m (rankkasade), päästään suunnilleen samaan varmuuteen kuin tapauksessa 1.

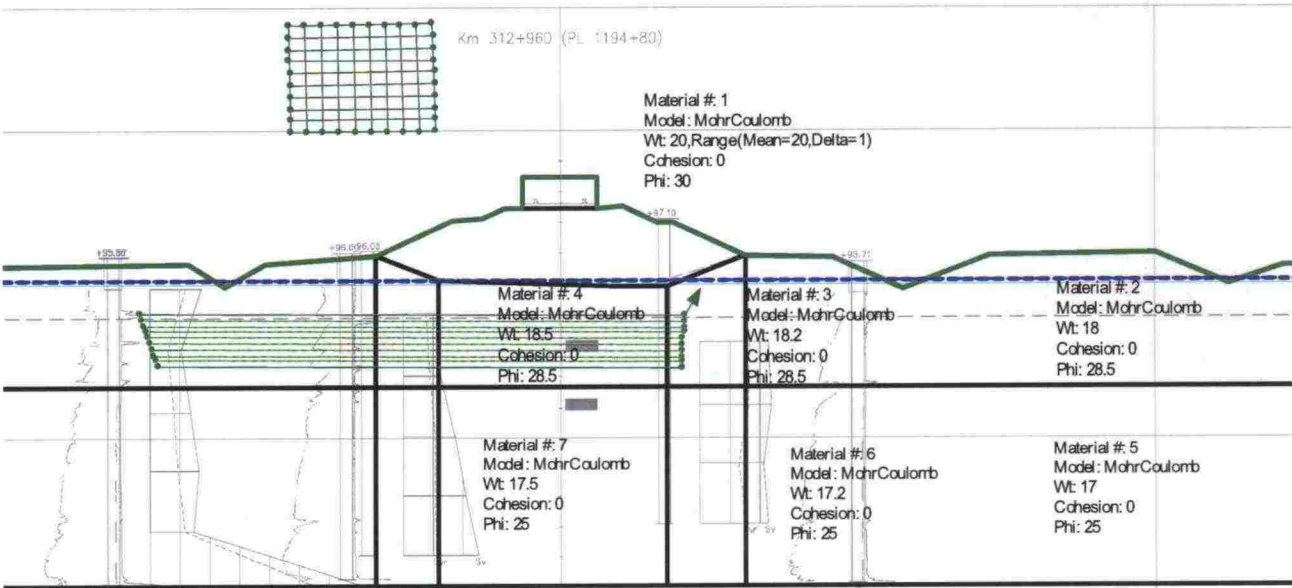
Penkereen lujuuden oletaminen nolllaksi ylimmällä 3 m matkalla ei anna järkevää tulosta ilman liukupinnan sijainnin "keinotekoista" valintaa

Edellisen perusteella on perusteltua käyttää penkereen lujuutta laskelmissa ja hakea vaarallisin liukupinta, Tapaus 1.

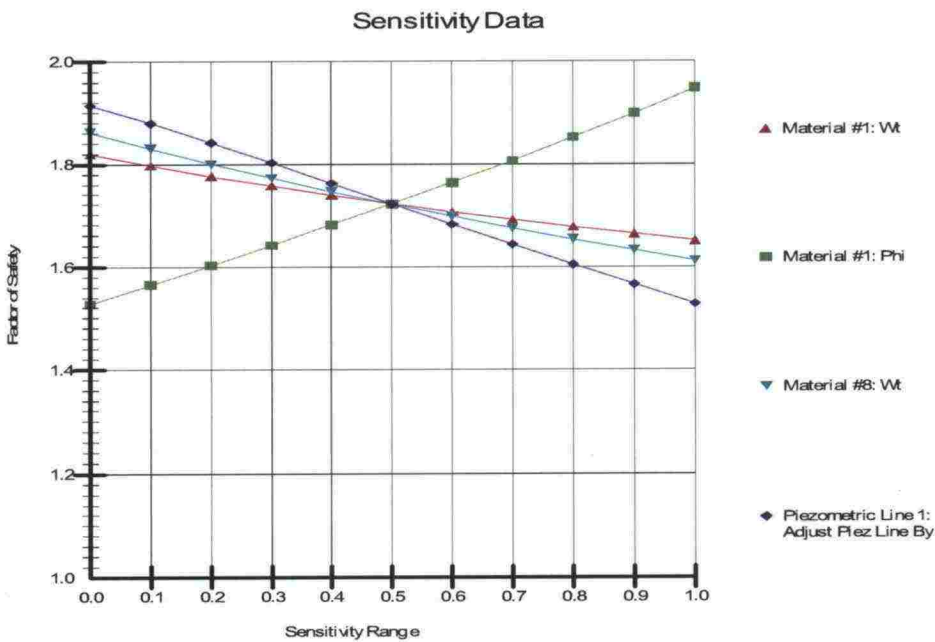
5.1.6 Osa E, herkkyystarkastelut

Tampere–Seinäjäoki

Tampere - Seinäjoki
Peruspoikkileikkaus
c ja fii huokospainerajan mukaan
lujuuksien ominaisarvot
Herkkyys: junakuorma, penkereen fii ja gamma, huokospaine

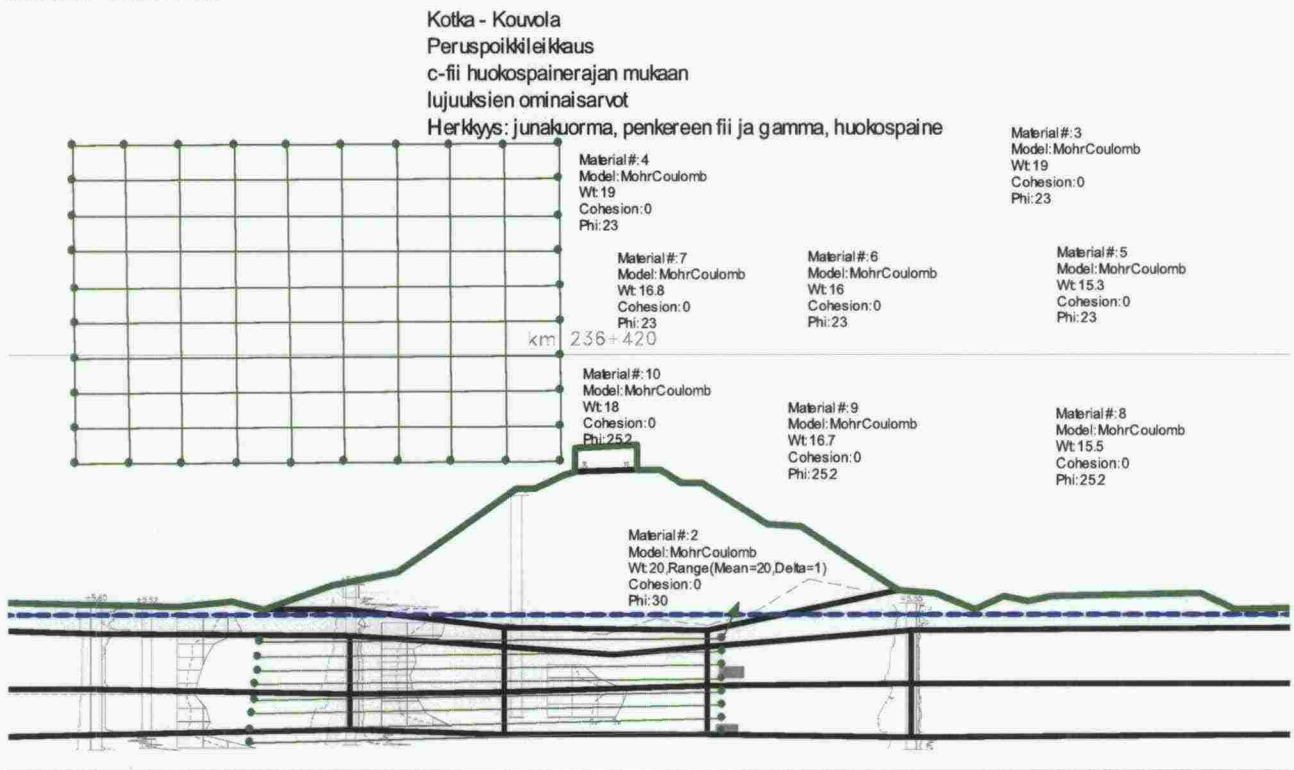


Kuva 1. Laskentapoikkileikkaus

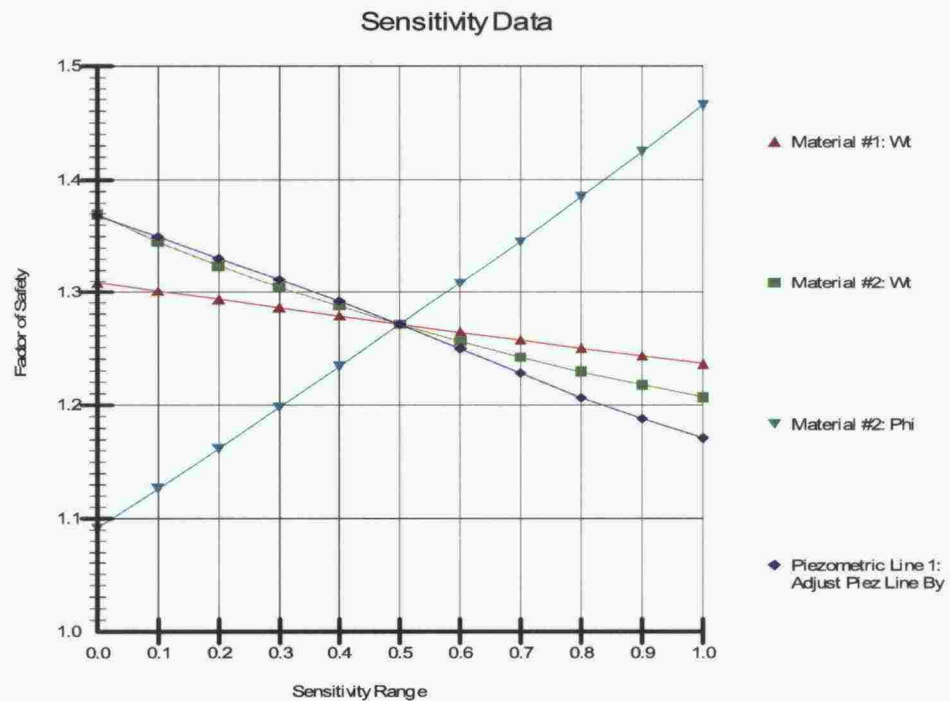


Kuva 2. Herkkyys, ominaisarvoilla $F_{kok}=1,68$. Materiaali 1 on penger; $\varphi = 20...40^\circ$, $\gamma = 15...25 \text{ kN/m}^3$. Materiaali 8 on junakorma; $q = 24...48 \text{ kPa}$. Huokospaineen vaihteluväli on $-5...+5 \text{ kPa}$.

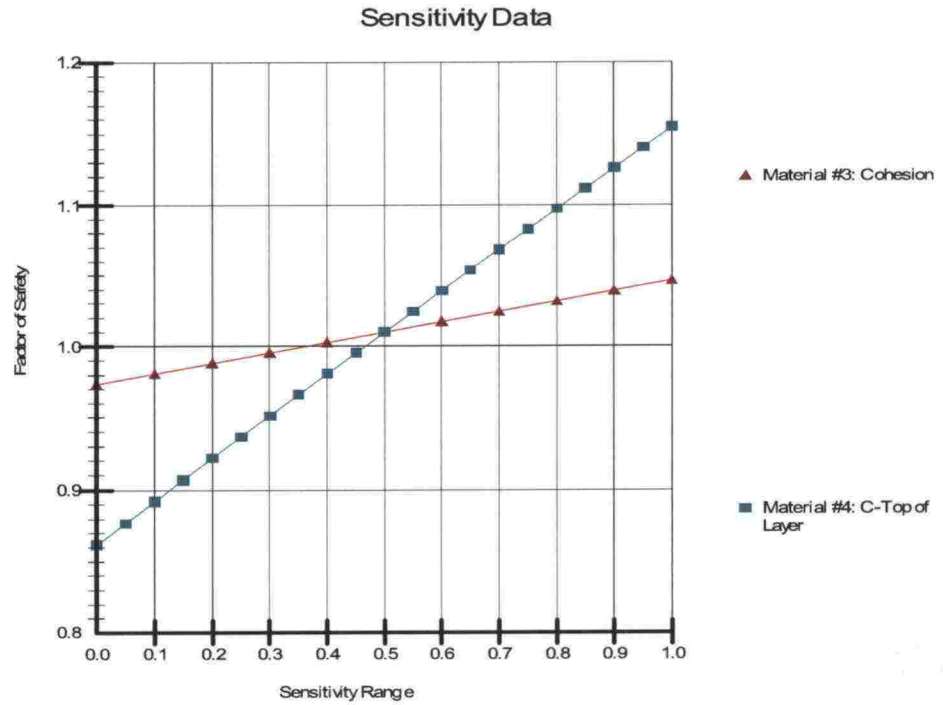
Kotka-Kouvola



Kuva 3. Laskentapoikkileikkaus

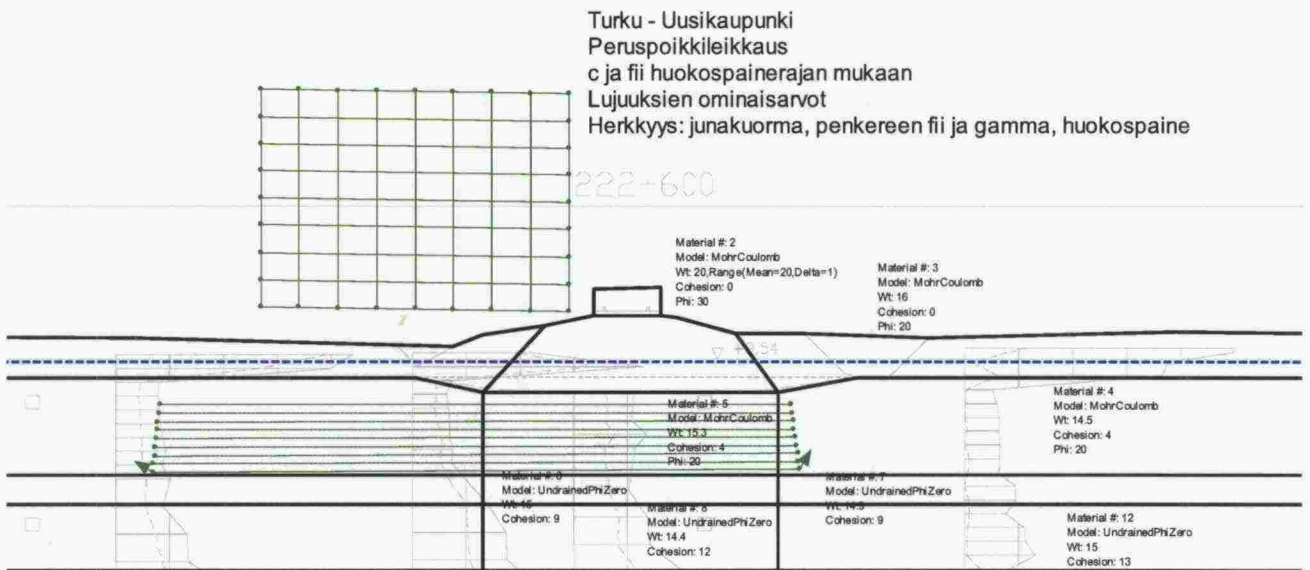


Kuva 4. Varmuuskertoimen herkyys. Ominaisarvoilla $F_{kok}=1,26$. Materiaali 2 on penger; $\phi = 20 \dots 40^\circ$, $\gamma = 15 \dots 25 \text{ kN/m}^3$. Materiaali 1 on junakuorma; $q = 24 \dots 48 \text{ kPa}$. Huokospaineen vaihteluväli on $-5 \dots +5 \text{ kPa}$.

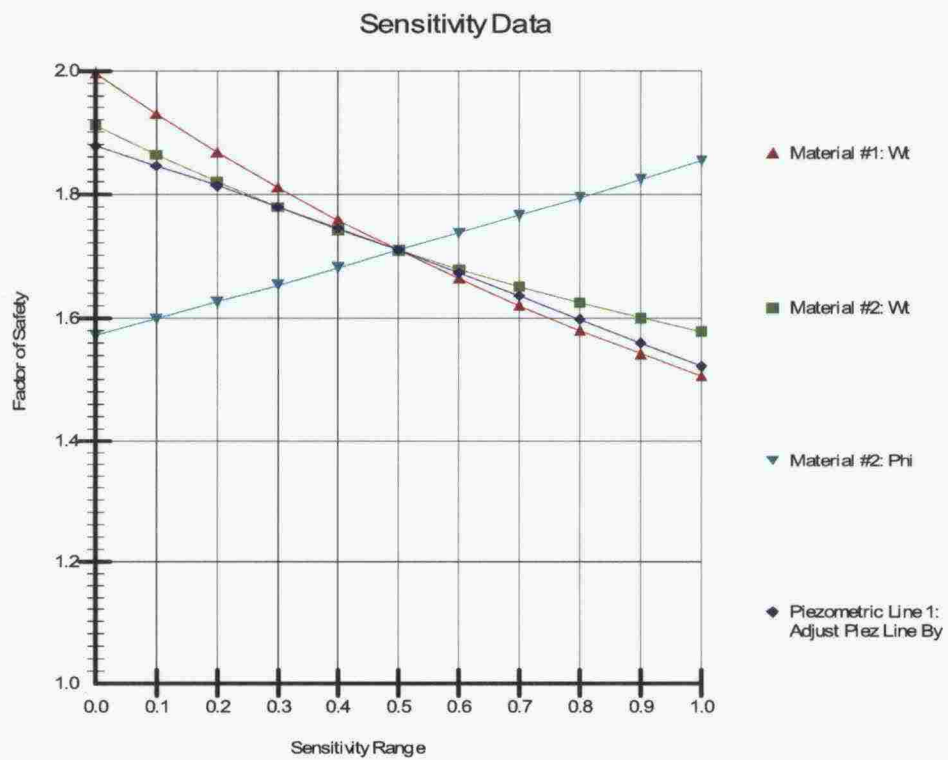


Kuva 5. Varmuuskertoimen herkkyys. Ominaisarvoilla $F_{kok}=1,03$. Materiaali 3 on passiivipuolen kuivakuori $s_{utop}=0 \dots 20$ kPa. Materiaali 4 on aktiivi kuivakuori $s_{utop}=0 \dots 80$ kPa.

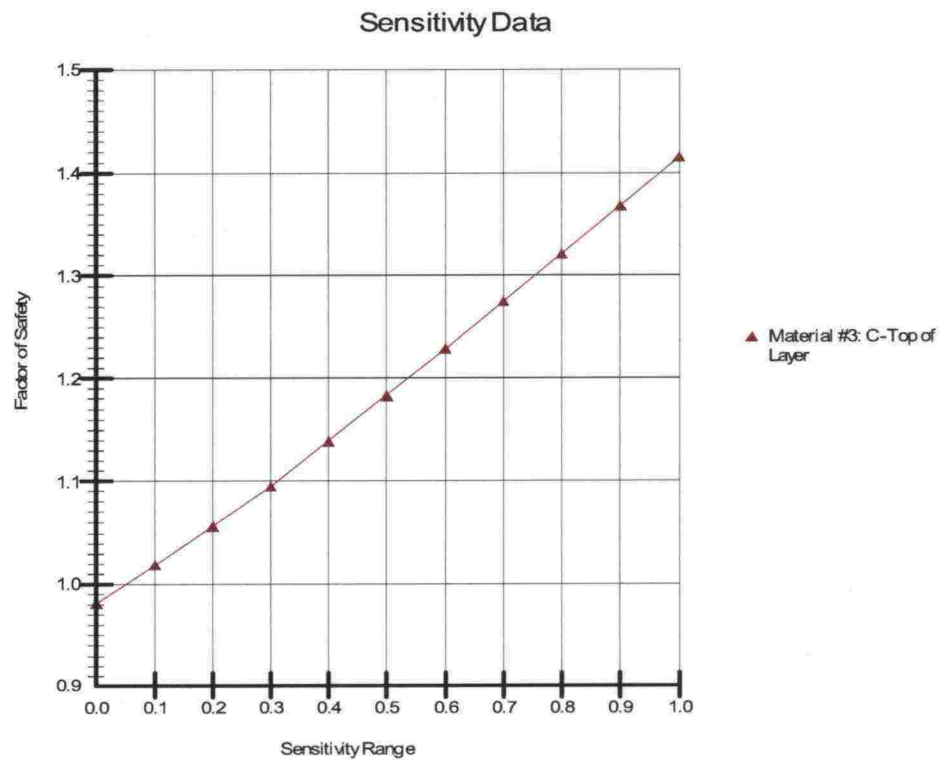
Turku-Uusikaupunki



Kuva 6. Laskentapoikkileikkaus



Kuva 7. Varmuuskertoimen herkkyy. Ominaisarvoilla $F_{kok}=1,62$. Materiaali 2 on penger; $f = 20 \dots 40^0$, $g = 15 \dots 25 \text{ kN/m}^3$. Materiaali 1 on junakuorma; $q = 24 \dots 48 \text{ kPa}$. Huokospaineen vaihteluväli on $-5 \dots +5 \text{ kPa}$.



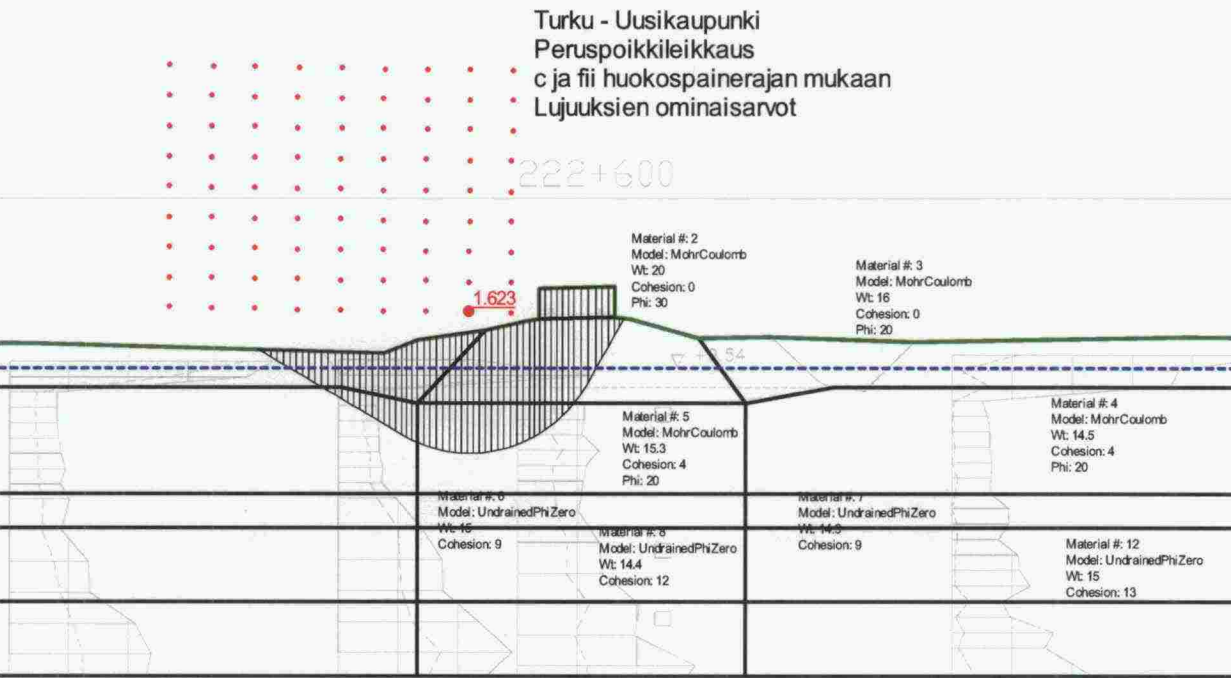
Kuva 8. Varmuuskertoimen herkkyys. Ominaisarvoilla $F_{kok}=1,04$. Materiaali 3 on passiivipuolen kuivakuori $s_{utop}=0...40$ kPa.

Yhteenvetona voidaan todeta, että huokospaineen määrittäminen on tärkeää. $\pm 0,5$ m virheellä on sama tai suurempi vaikutus kuin junakuormalla tai penkereen kitkakulmalla.

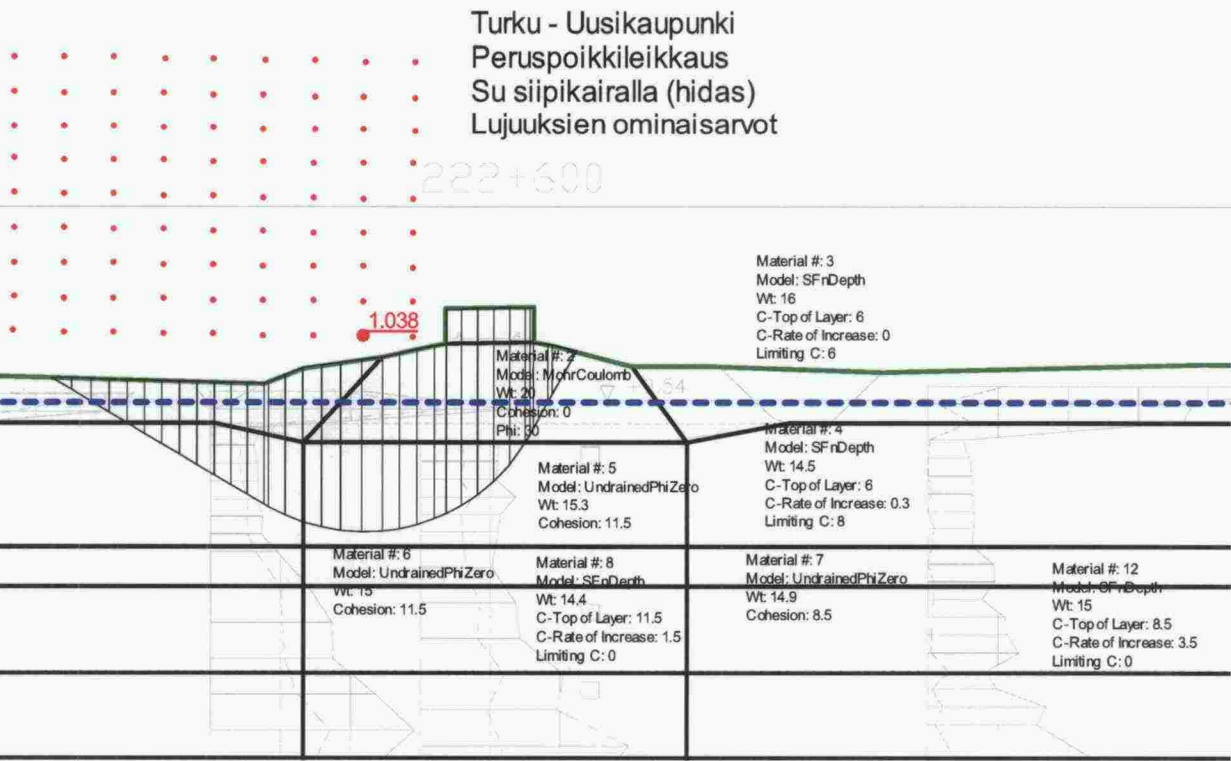
5.1.7 Osa F, Turku–Uusikaupunki, FEM-laskenta

Taustaa

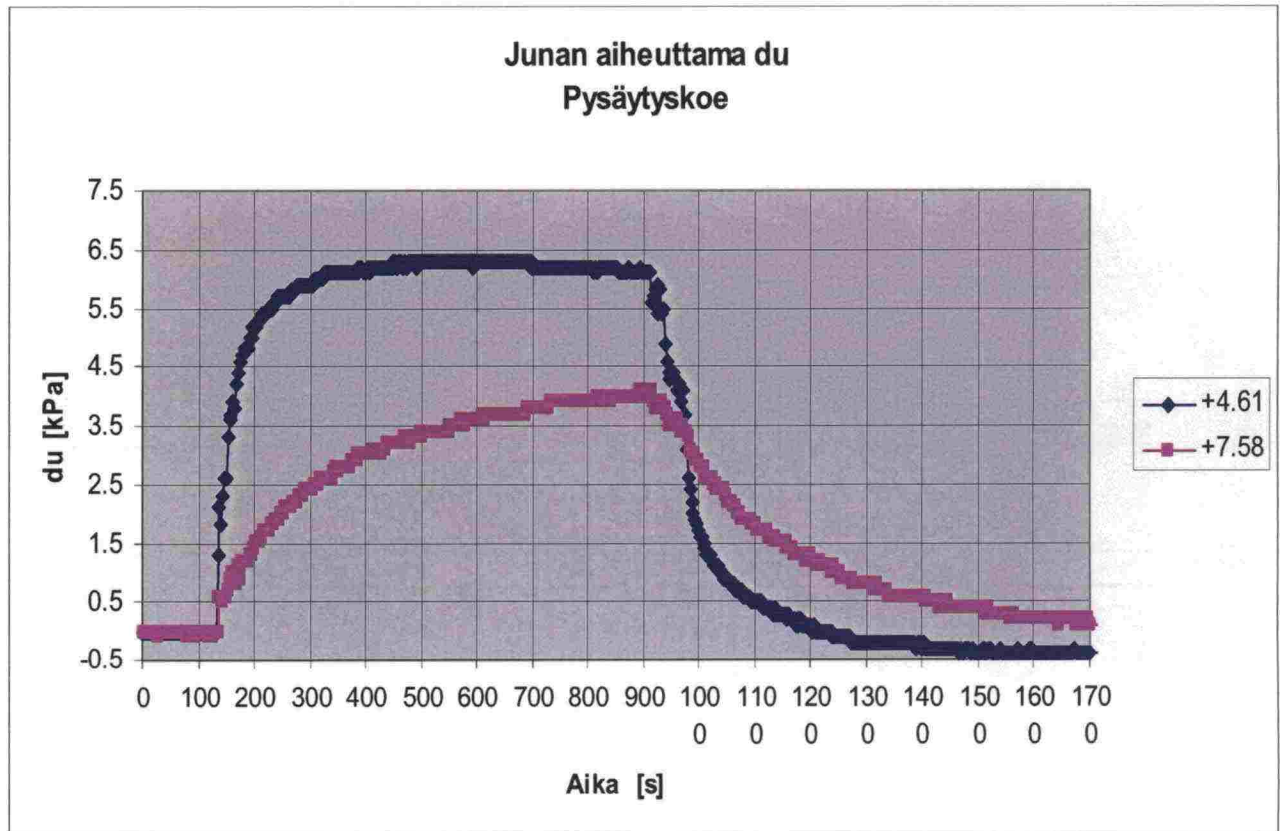
Lamellimenetelmän tulokset



Kuva 1. Lamellimenetelmä $c'-\phi'$ -menetelmällä $F = 1,623$.
Varmuuskertoimen arvo kun $c = 0$
 $F = 1,316$. $Q = 40$ kPa.



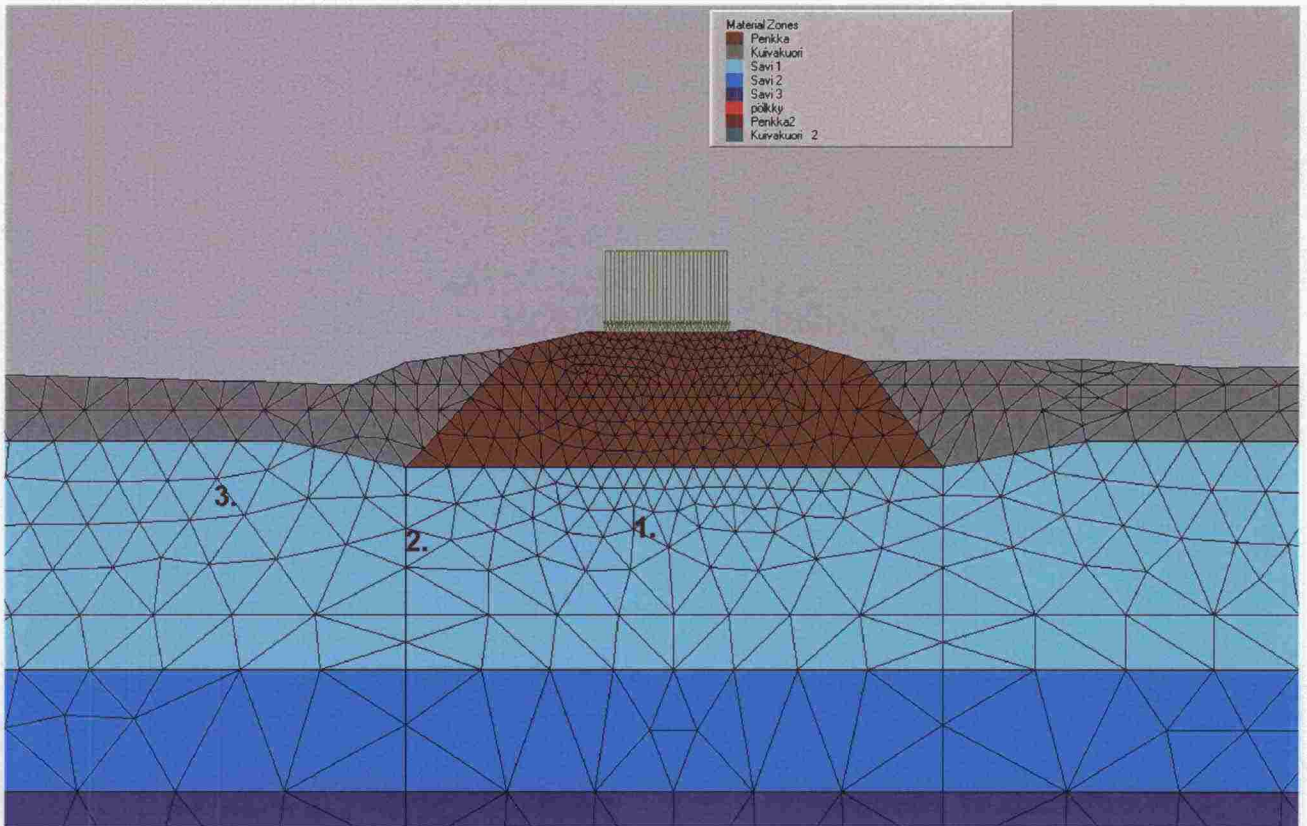
Kuva 2. Lamellimenetelmä s_u -menetelmällä $F = 1,038$. $Q = 40$ kPa.

Pysähtyneen junan alta mitatut huokosveden ylipaineet

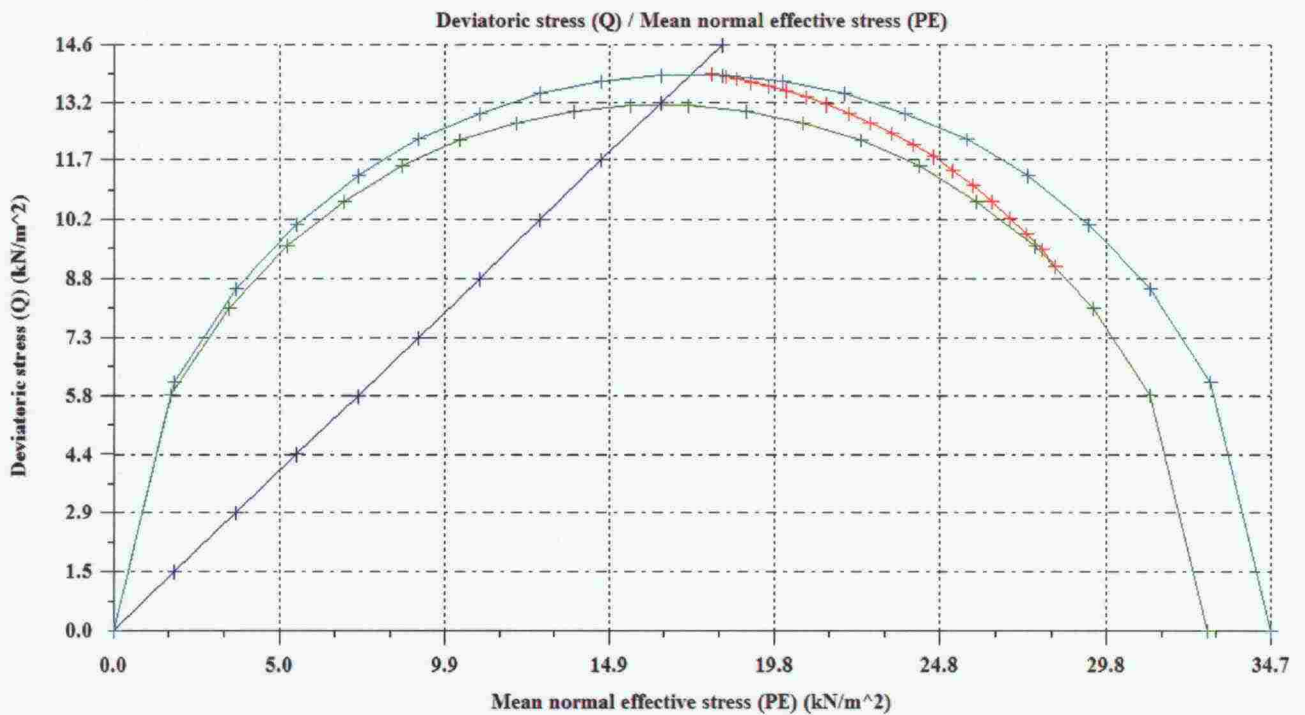
Kuva 3. Huokosveden ylipaine junan 13 kPa alta mitattuina.

FEM-laskelmat

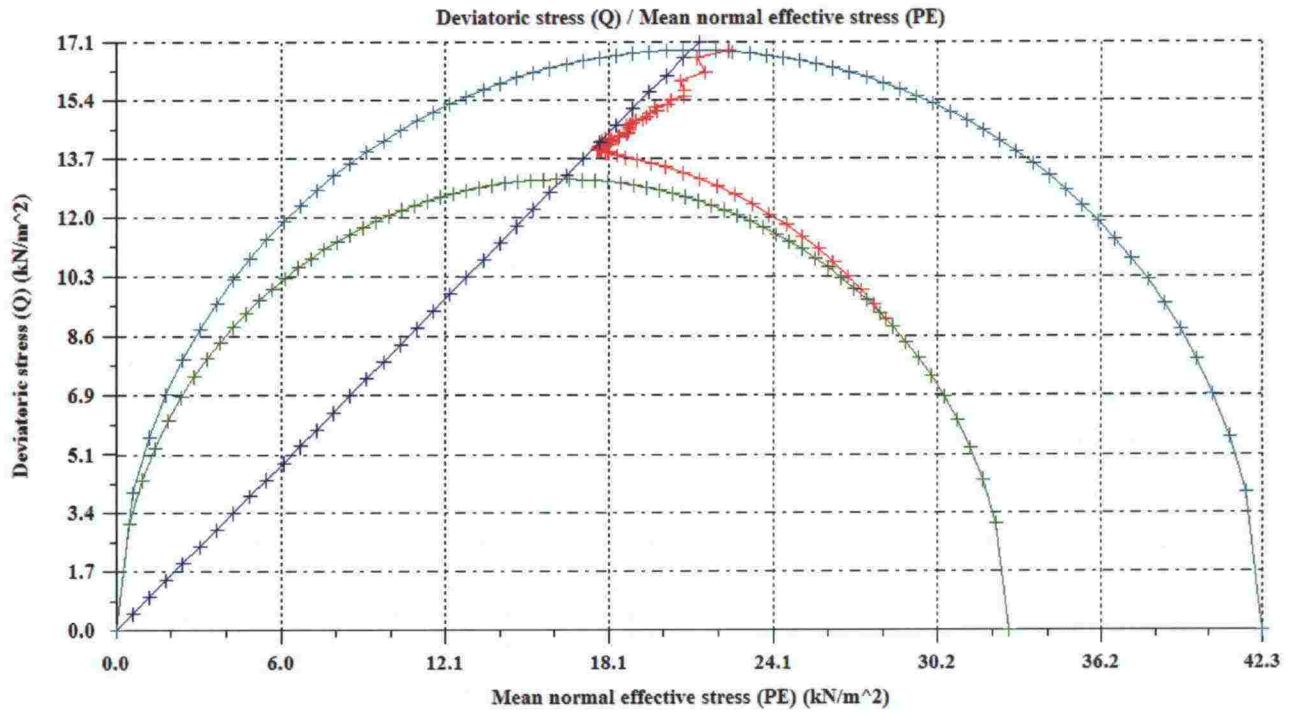
CRISP, Modified Cam Clay



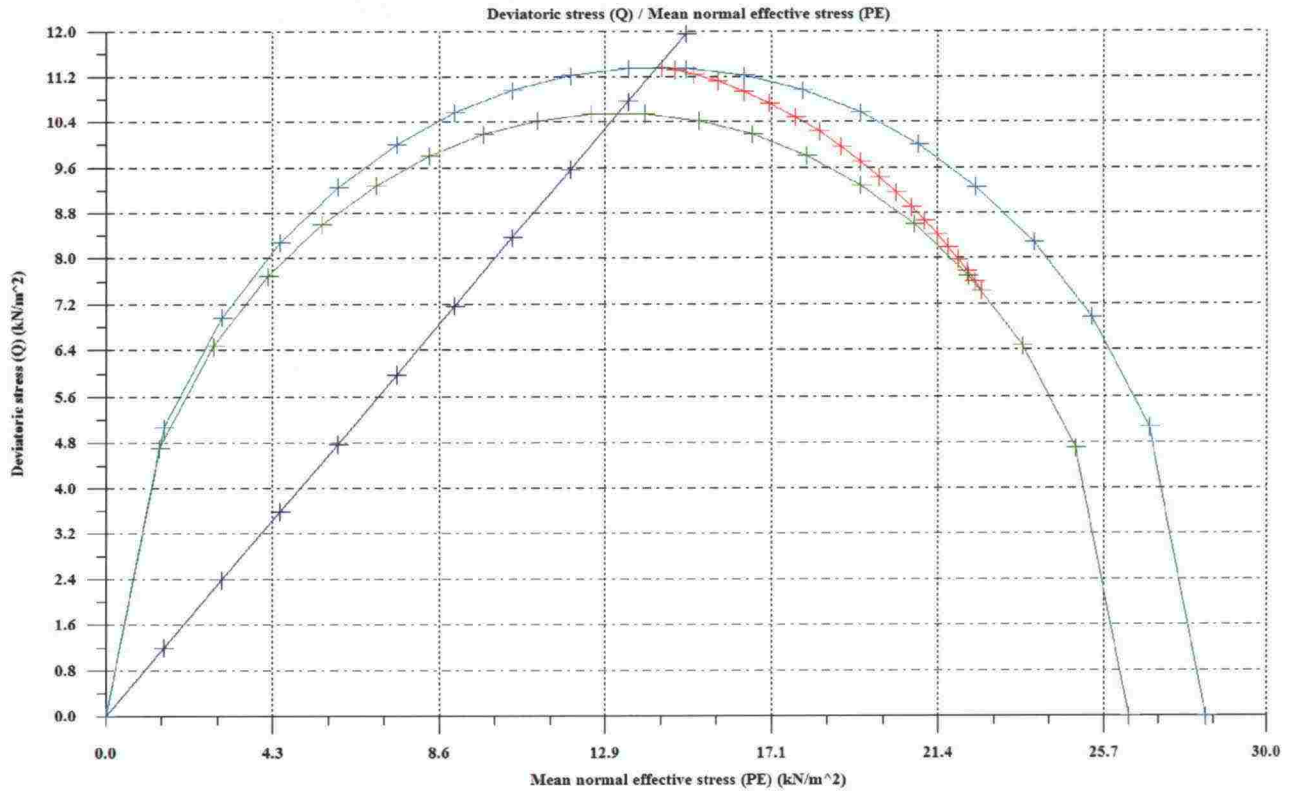
Kuva 4. Käytetty elementtiverkko ja laskentapistet 1, 2 ja 3 (alla olevat kuvat). Crisp.



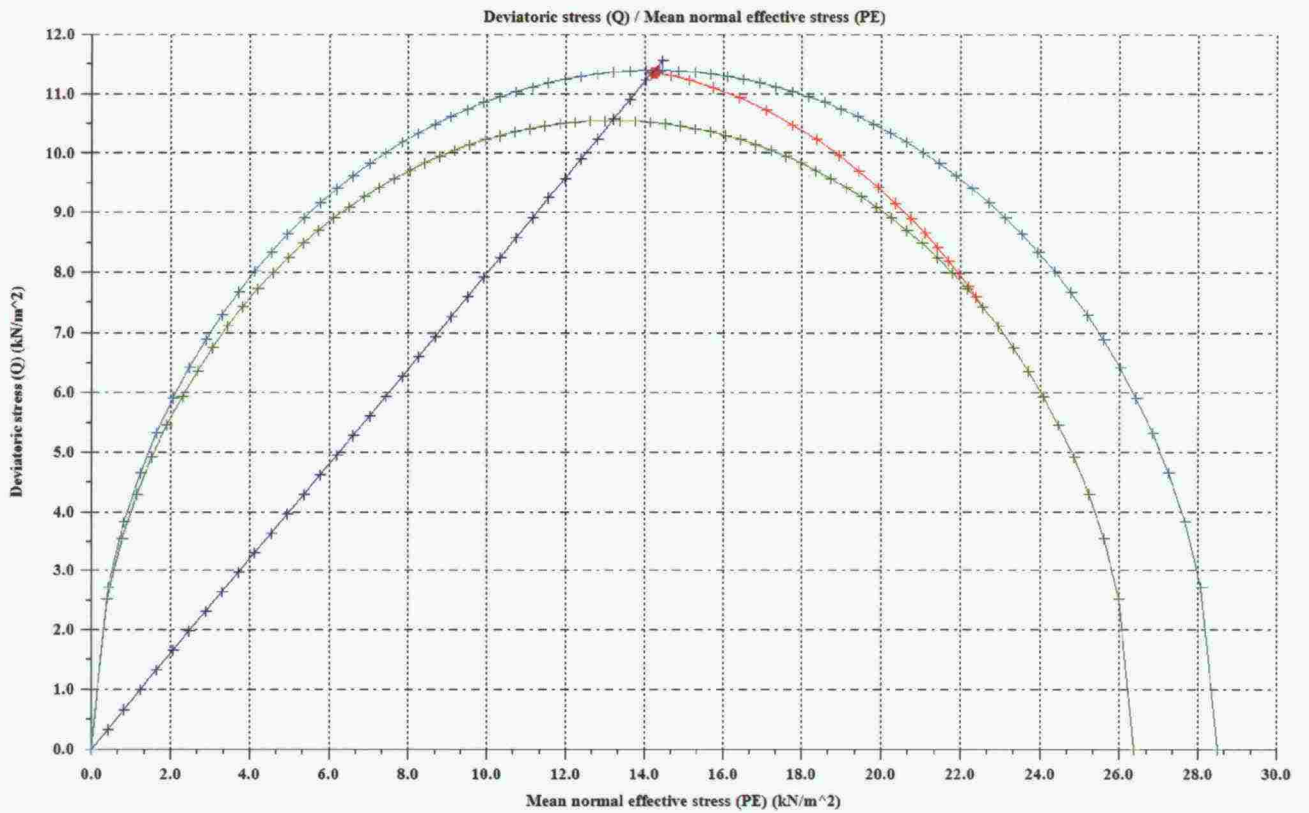
Kuva 5. Jännityspolku 40 kPa junakuormaa vastaten (käyttötila). Piste 1 penkereen alla.



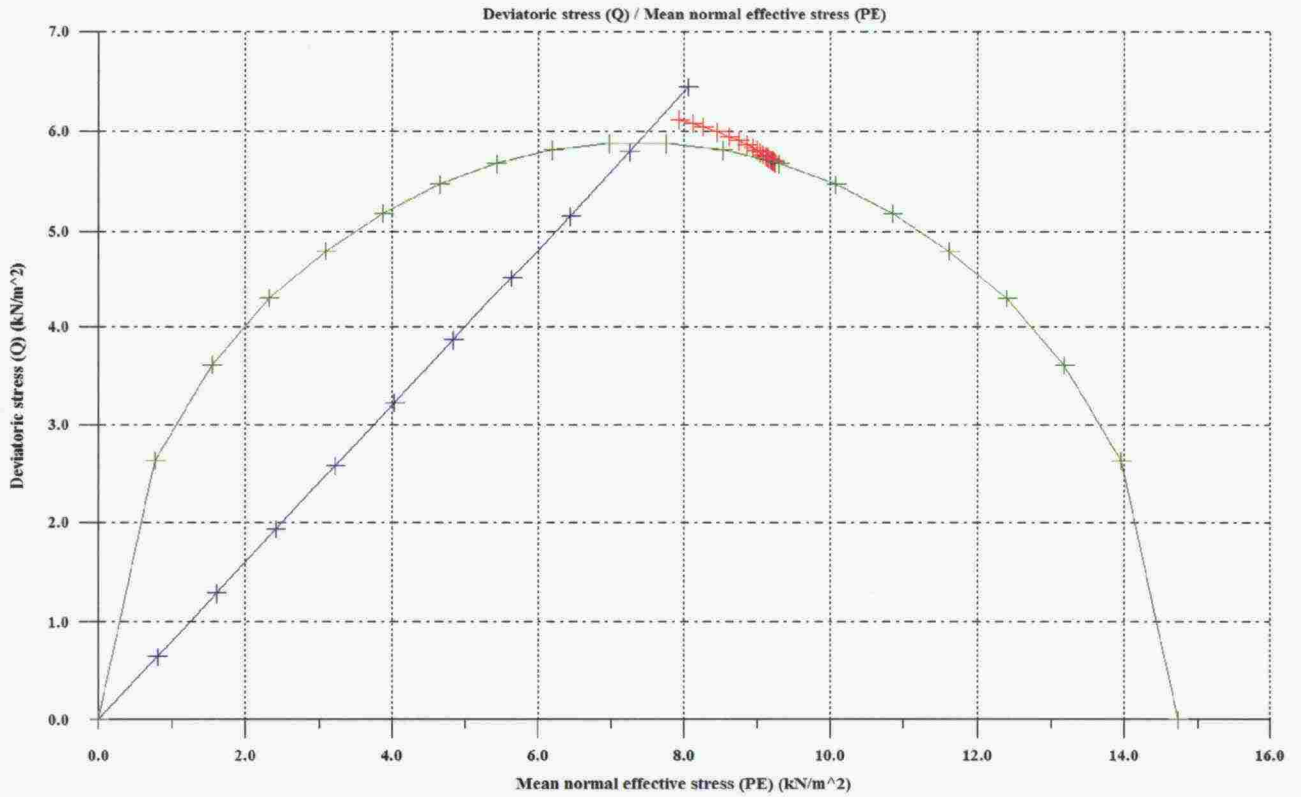
Kuva 6. Jännityspolku $40+40 = 80$ kPa junakuormaa vastaten (varmuustaso 2.0). Piste 1 penkereen alla.



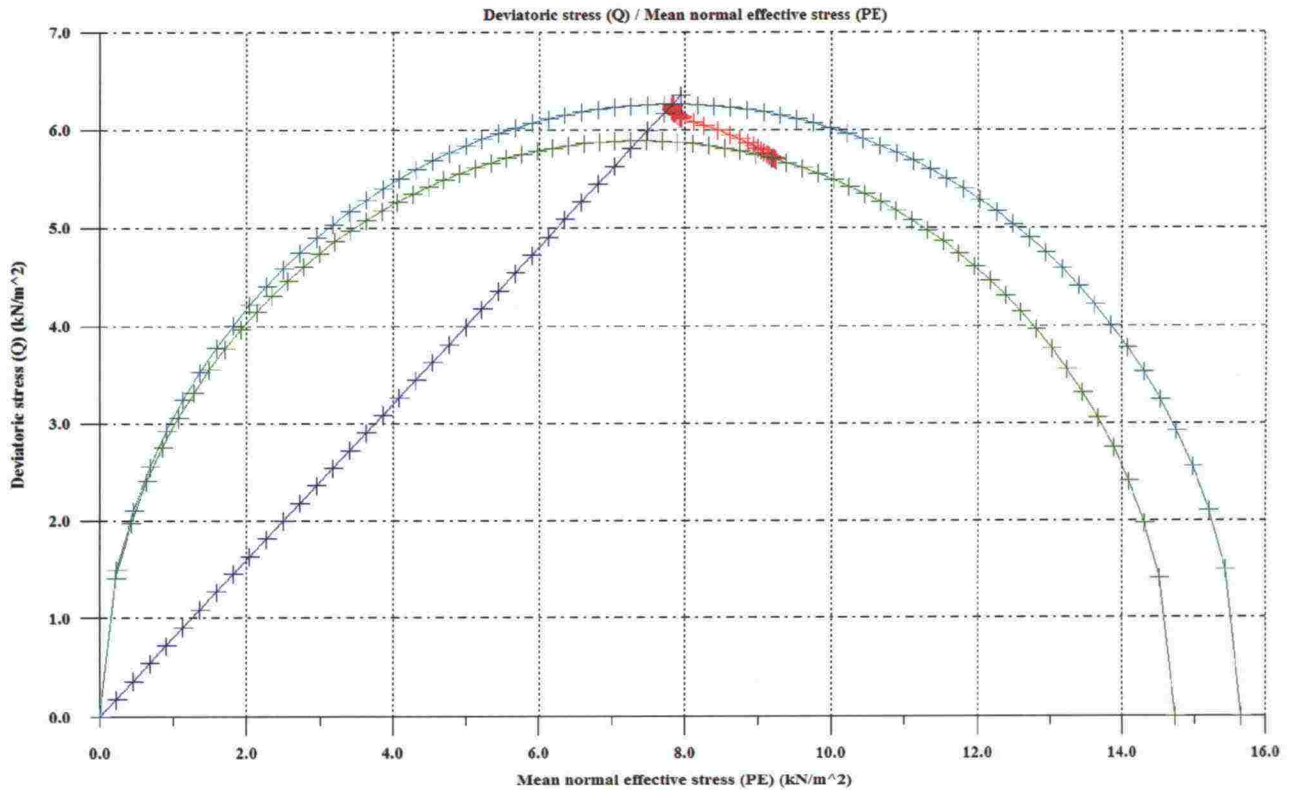
Kuva 7. Jännityspolku 40 kPa junakuormaa vastaten (käyttötila). Piste 2 penkereen reunan alla.



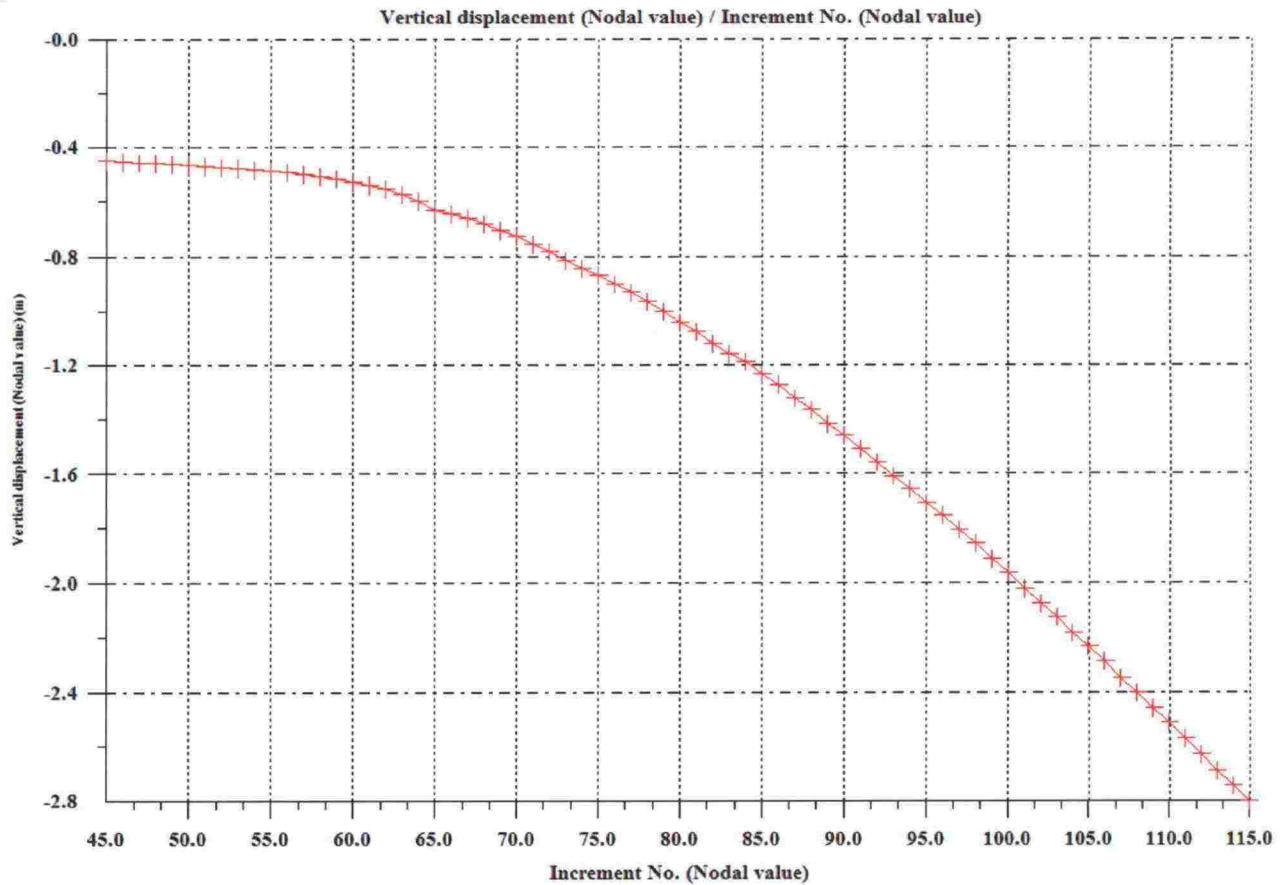
Kuva 8. Jännityspolku 40+40 kPa junakuormaa vastaten (varmuustaso 2,0). Piste 2 penkereen reunan alla.



Kuva 9. Jännityspolku 40 kPa junakuormaa vastaten (käyttötila). Piste 3 penkereen reunan alla.



Kuva 10. Jännityspolku 40+40 kPa junakuormaa vastaten (varmuustaso 2,0). Piste 3 penkereen vieressä.

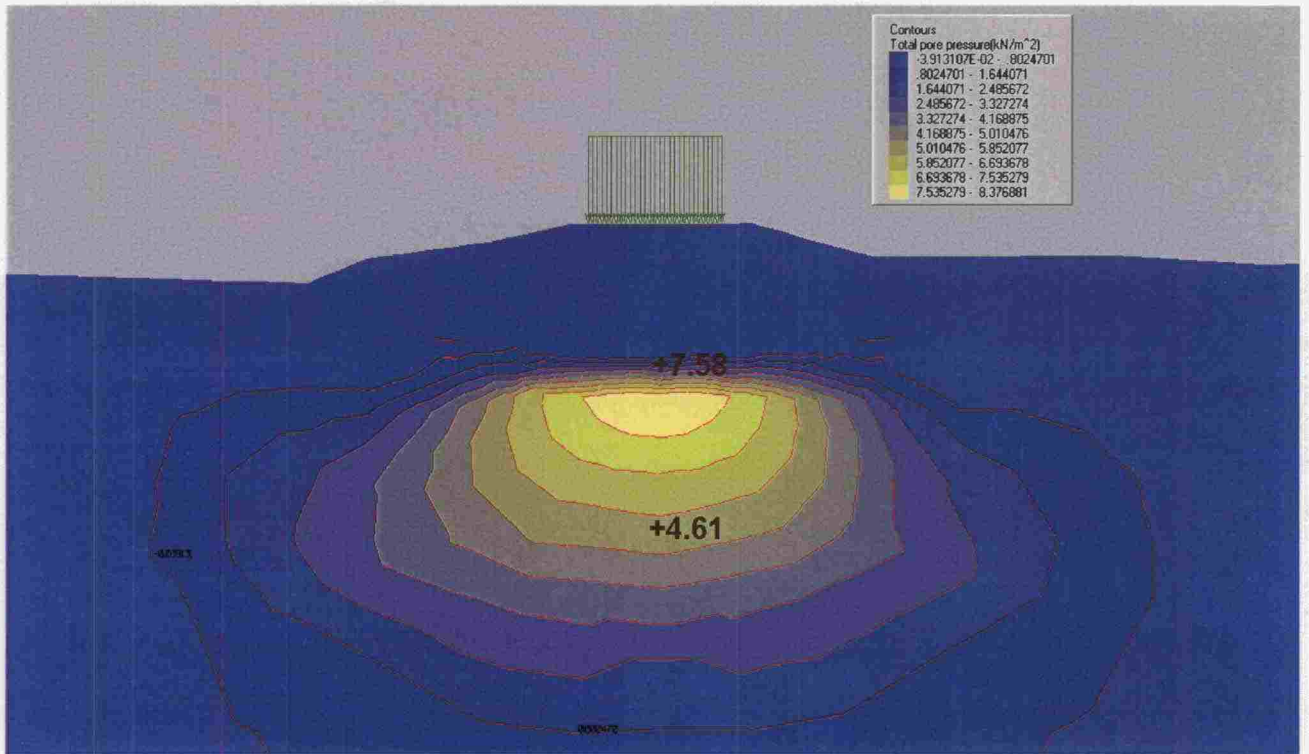


Kuva 11. Painuma penkereen keskilinjalla penkereen pohjassa. Inkrementti 65 vastaa laskennassa käytettyä 40 kPa vertailu junakuormaa. Murtoa tapahtuu noin inc 60...70. Eli kokonaisvarmuus 40 kPa vertailu junakuorman suhteen on $F_{kok} = 1,0$.

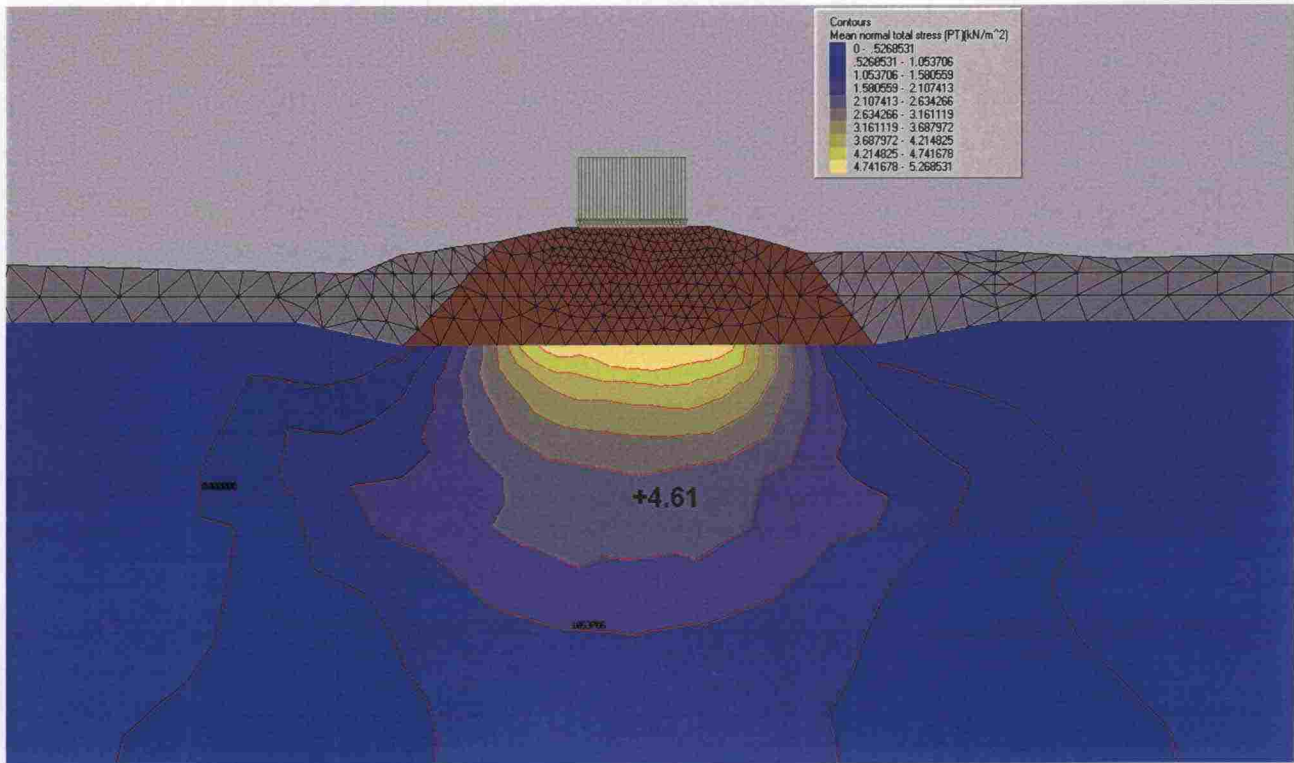
Edellä esitetyistä jännityspolkukuvaajista nähdään, että kaikissa pisteissä 1...3 maapohja on hyvin lähellä murtoa jo laskentakuormalla 40 kPa. Tarkastelemalla penkereen

viereistä pistettä 3 nähdään, että jo lepotilassa (jännityspolun alku $p \sim 9.3$ kPa) ollaan lähellä murtosuoraa. Käytettävissä oleva alue kuormituksen lisäyksellä on murtosuoran ja alkupisteen K_0 -tilan välinen alue. Kuvista nähdään, että alue on melko pieni ts. jo ilman junaa ollaan kyseisessä paikassa ”lähellä” murtotilaan.

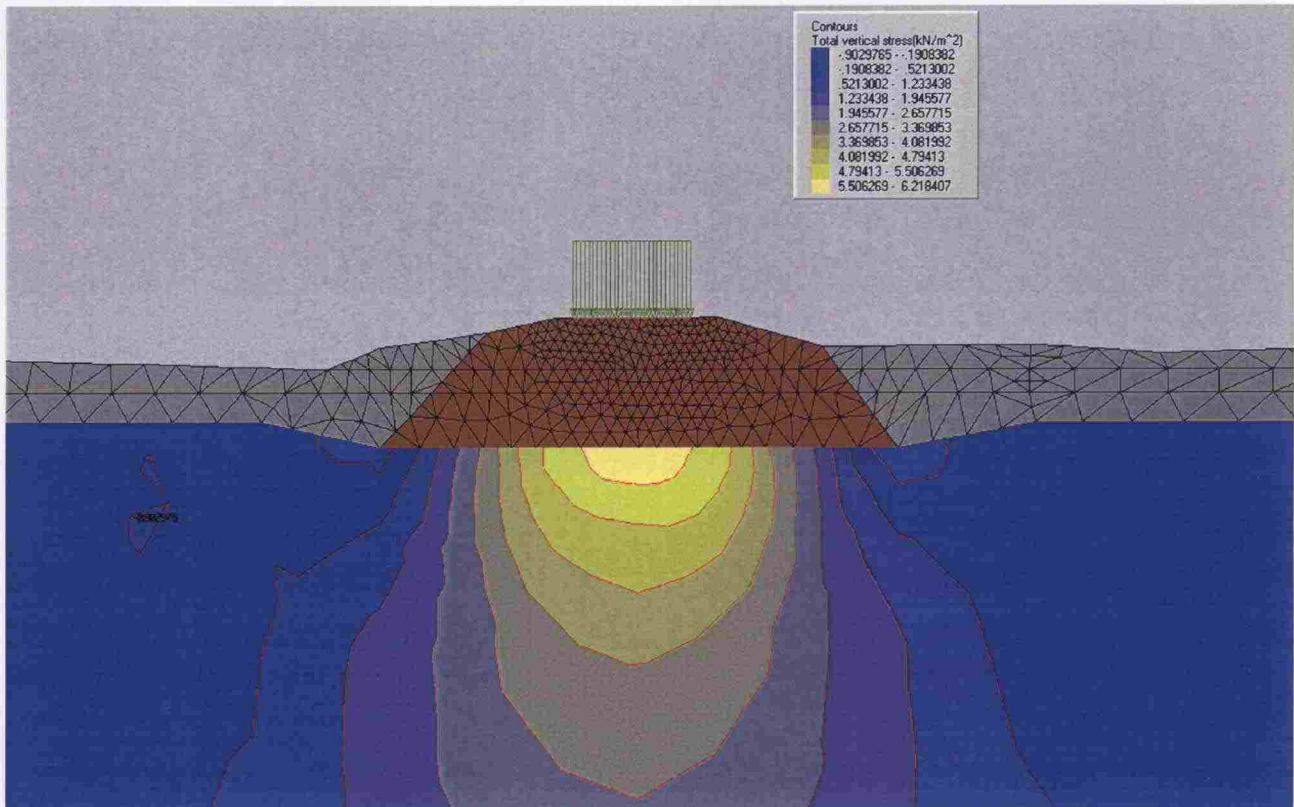
Kuvassa 11 on esitetty penkereenpohjan painuma keskilinjalla. Inkrementti 65 edustaa kuormaa 40 kPa. Kuvan perusteella $F_{\text{kok}} \simeq 1,0$. Tulos on koherentti jännityspolku-kuvaajien kanssa.



Kuva 12. Junakuorman 13 kPa aiheuttama huokospaine. Kuvaan on merkitty mitatut pisteet +7,58 ja +4,62. Vastaavius laskettujen ja mitattujen arvojen välillä on mcc mallilla hyvä.

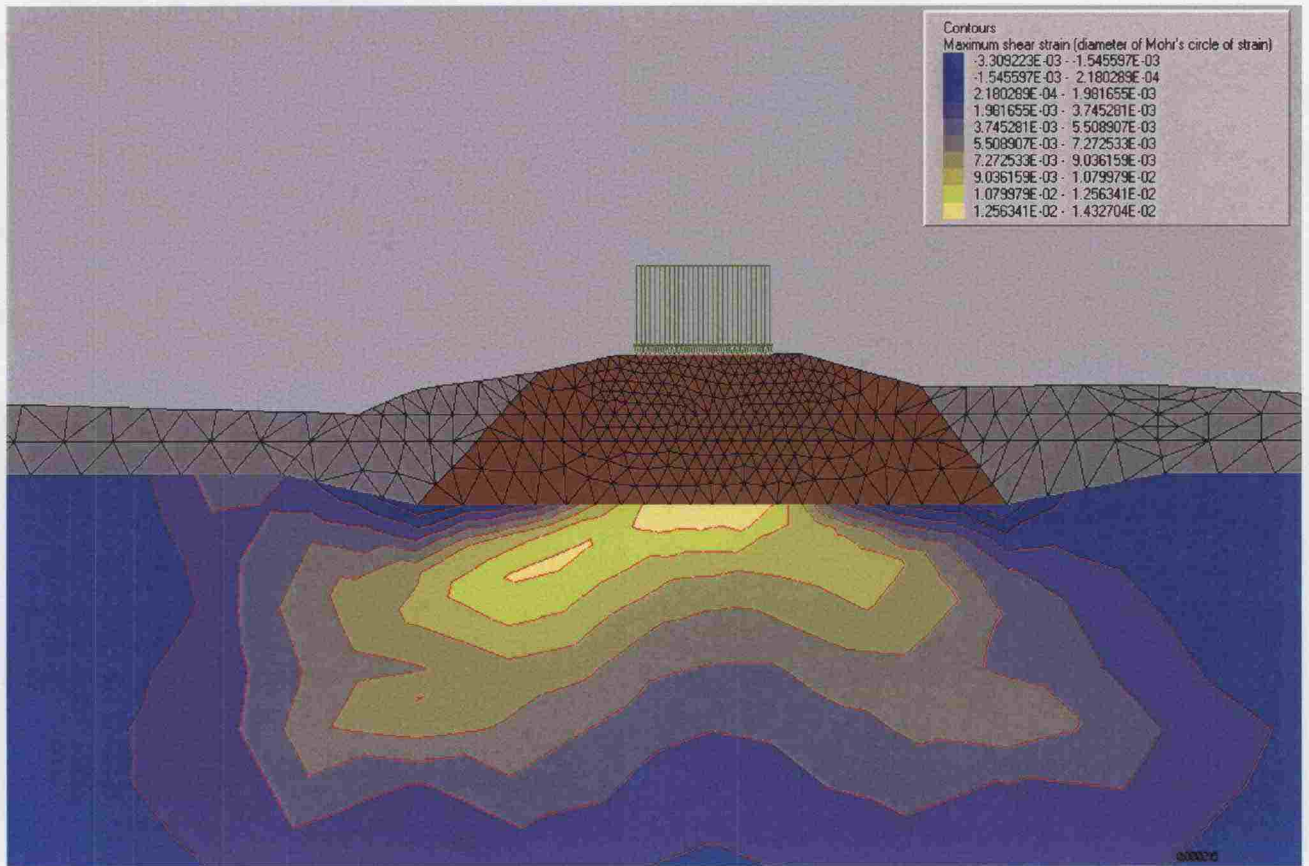


Kuva 13. Junakuorman 13 kPa aiheuttama kokonaisjännitys p .

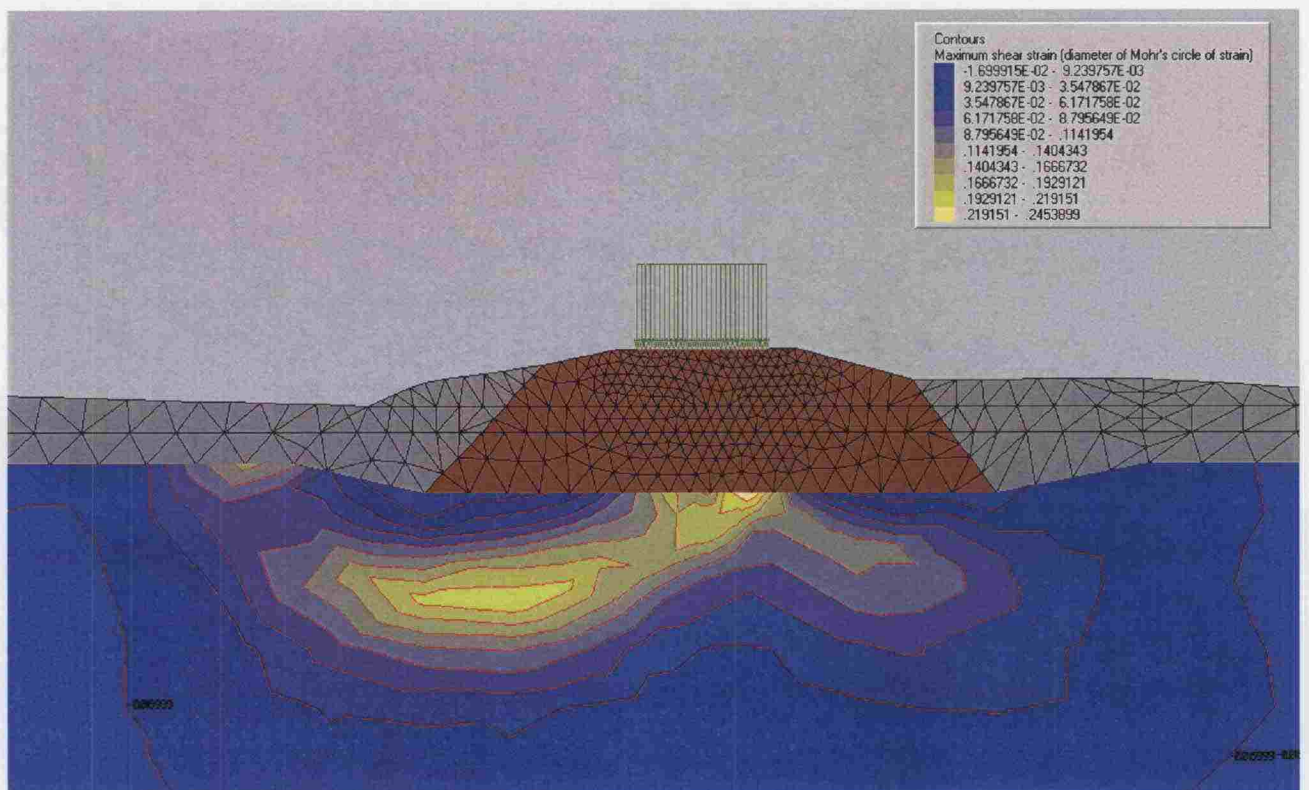


Kuva 14. Junakuorman 13 kPa aiheuttama kokonaisjännitys s_z .

Kuvista 12, 13 ja 14 nähdään, että huokospaineen kasvu on mittauspisteessä noin 6,5 kPa. Vastaavasti pystyjännityksen s_z kasvu on noin 3,3 kPa ja keskimääräisen pääjännityksen p noin 2,3 kPa. Eli huokospaine kasvaa huomattavasti enemmän kuin normaalijännitykset. Tämä viittaa tutkimusten mukaan murtotilan läheisyyteen, $F_{\text{kok}} = 1,3 \dots 1,0$. Laskennalliset huokospaineparametrit $B = 6,5/3,3 = 2,0$ ja $b = 6,5/2,3 = 2,8$.

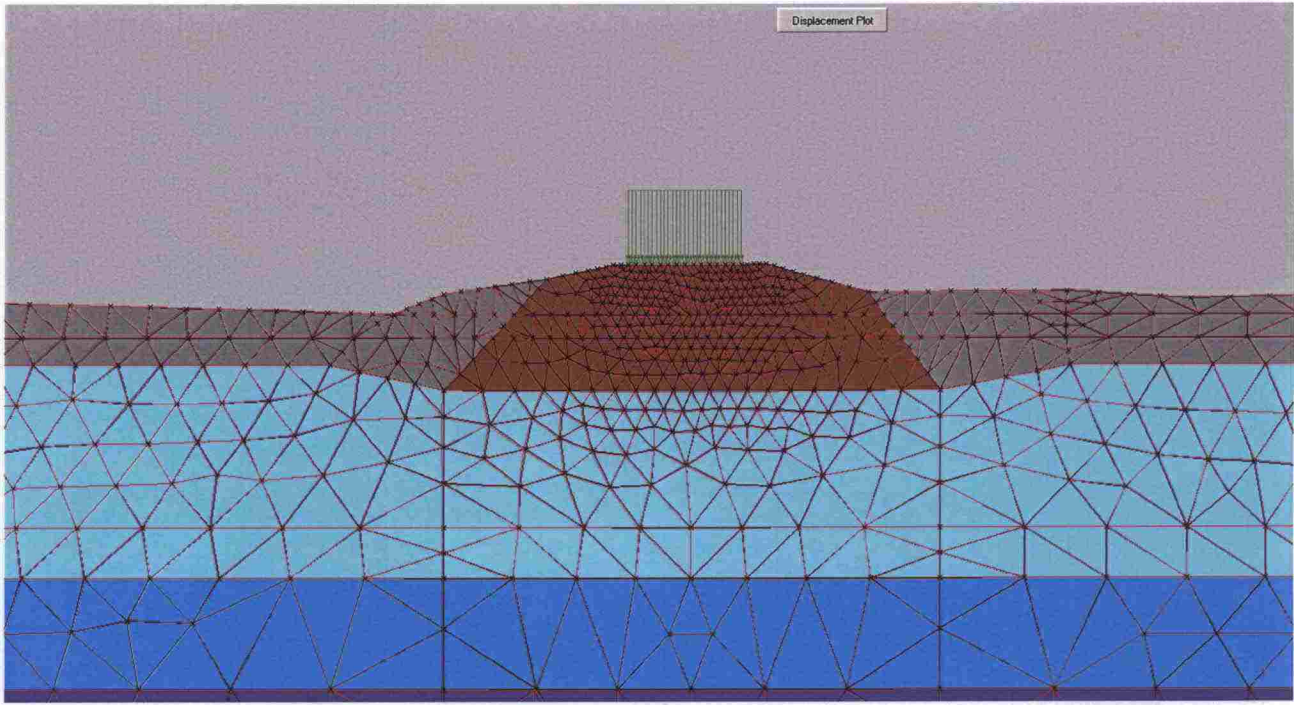


Kuva 15. Junakuorman 13 kPa aiheuttama max. leikkausmuodonmuutos.

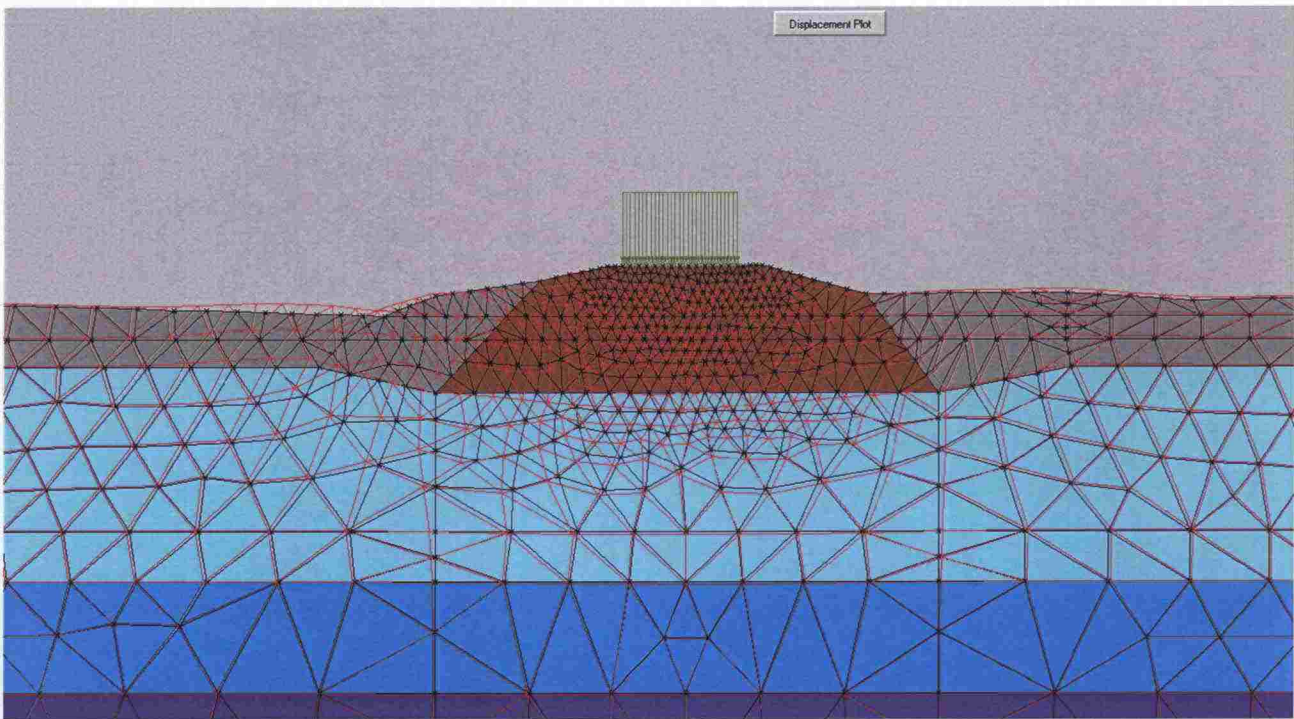


Kuva 16. Junakuorman 40 kPa aiheuttama max. leikkausmuodonmuutos.

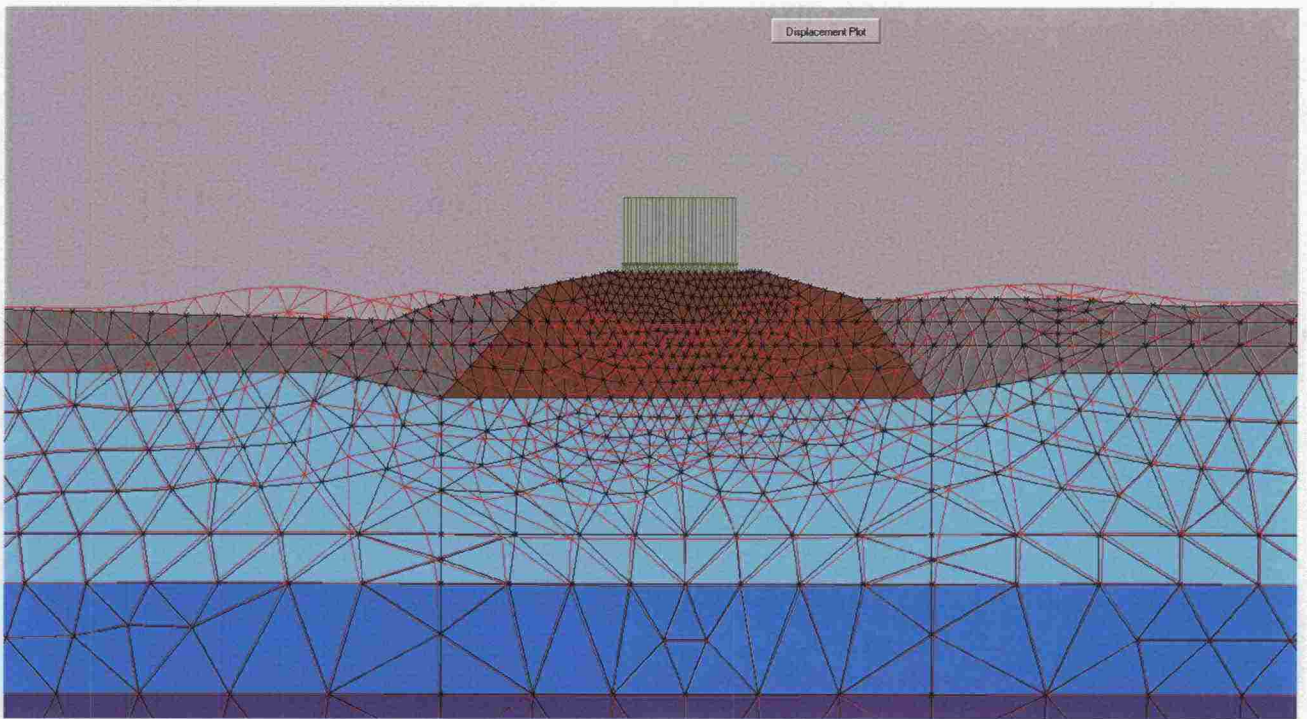
Kuvista 15 ja 16 nähdään liukupinnan muodostuminen junakuormilla 13 ja 40 kPa. Liukupinnan paikka vastaa hyvin liukupintalaskentoja.



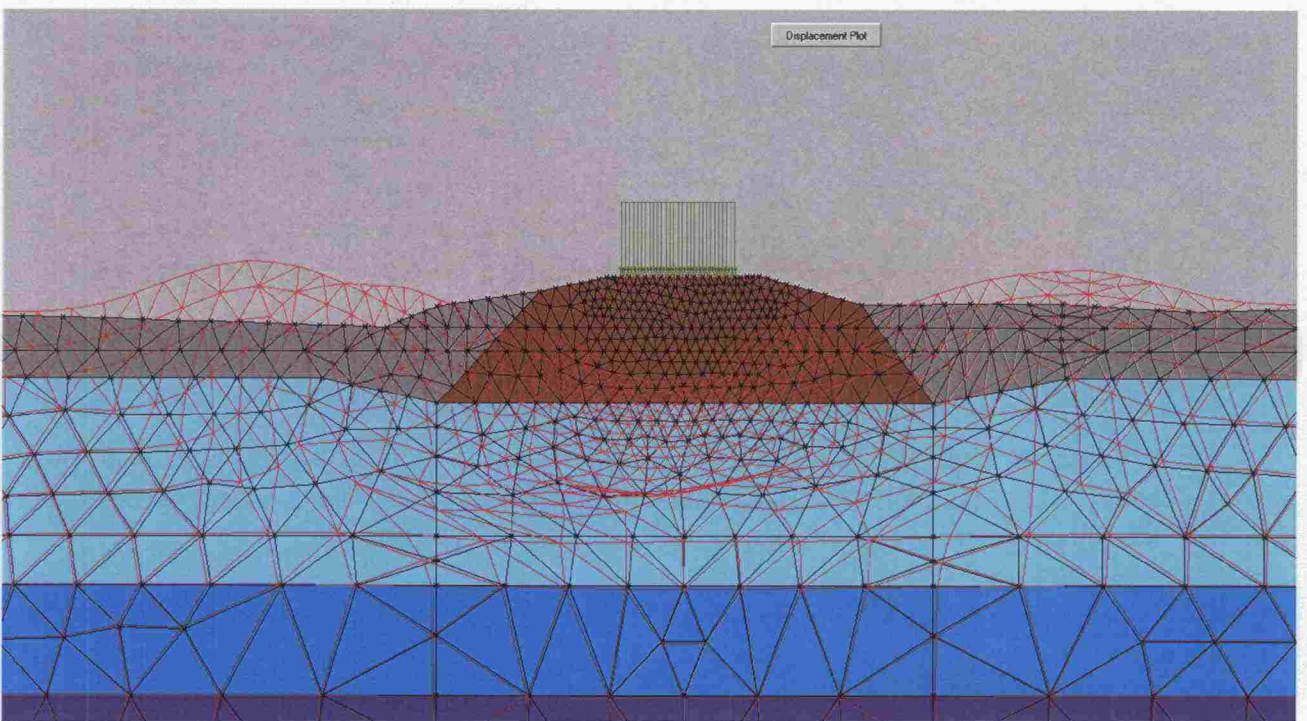
Kuva 17. Muodonmuutokset junakuormalla 13 kPa.



Kuva 18. Muodonmuutokset junakuormalla 40 kPa.



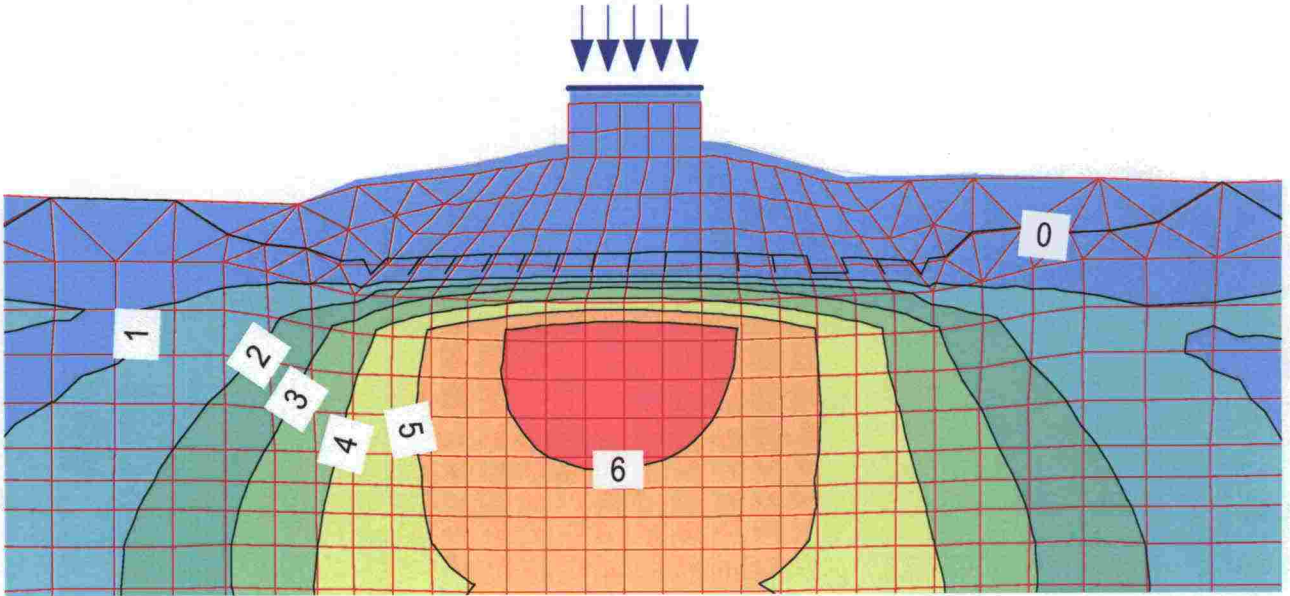
Kuva 19. Muodonmuutokset junakuormalla 50 kPa.



Kuva 20. Muodonmuutokset junakuormalla 60 kPa.

Kuvissa 17–20 on esitetty lasketut muodonmuutokset kaksinkertaisina junakuormille 13 kPa, 40 kPa, 50 kPa ja 60 kPa. Kuvasarjasta nähdään, että 40 kPa junakuormalla pengeri on vielä ”ryhdissä”, mutta jo junakuorman korottaminen 10 kPa johtaa sortumaan.

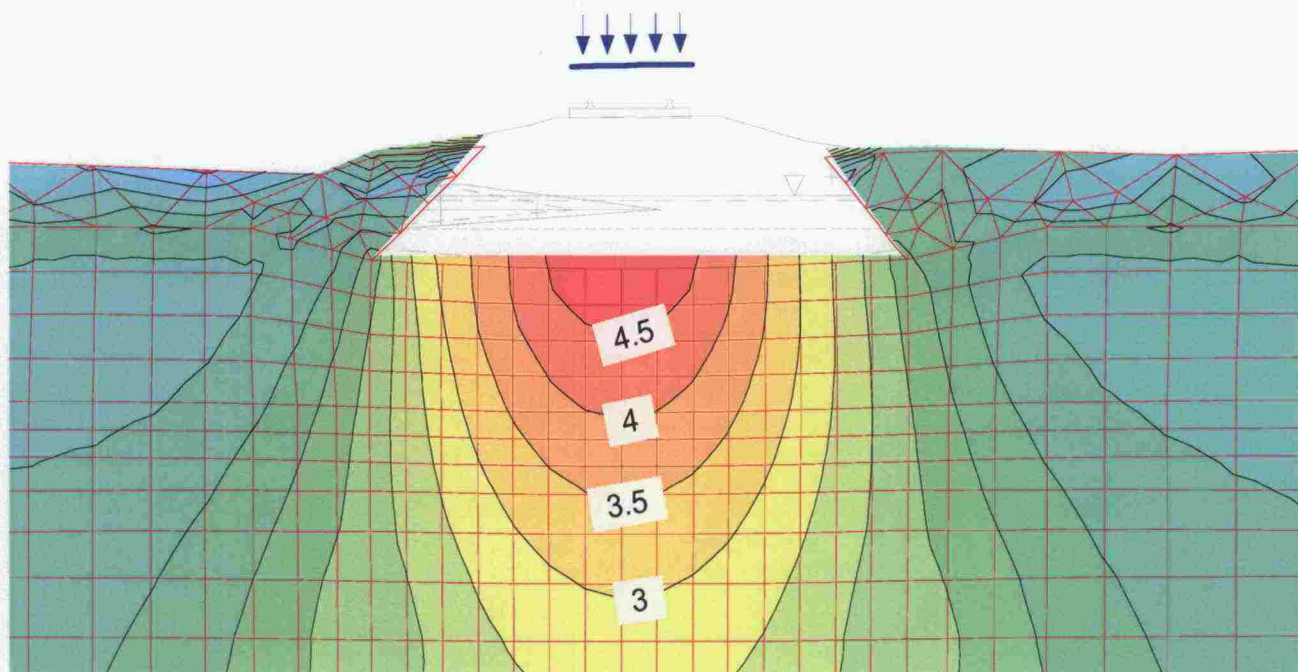
Sigma/w, lineaarinen kimmo-plastinen malli



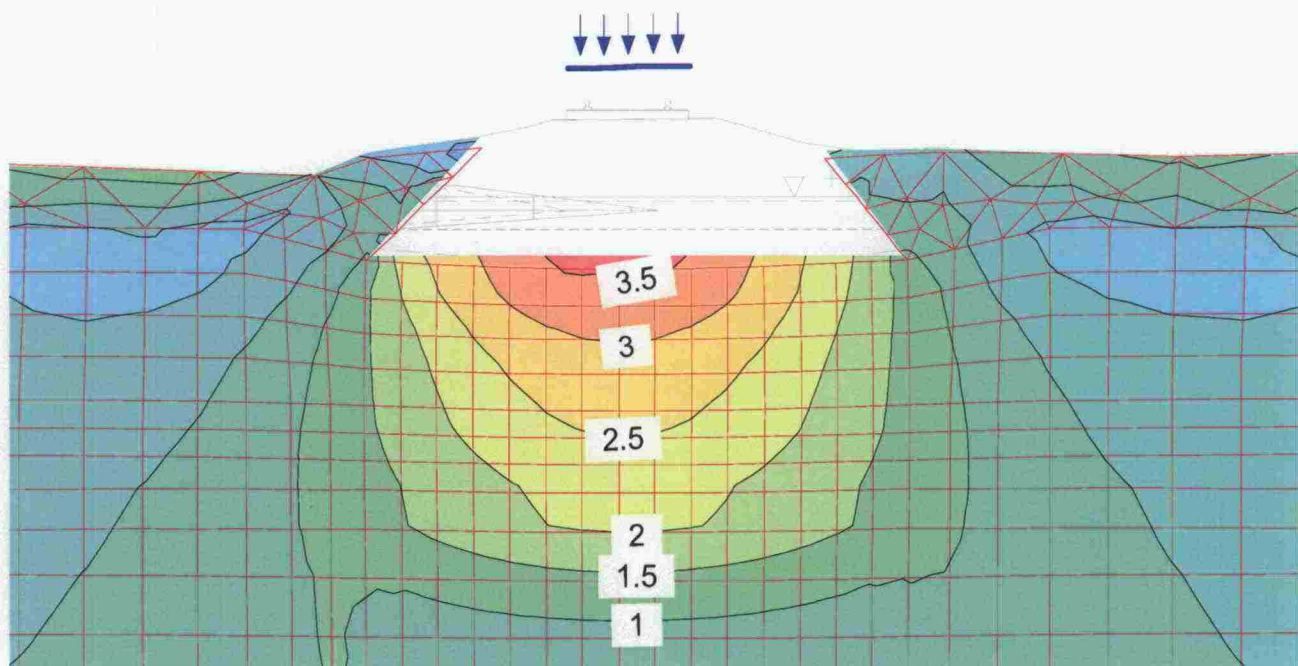
Kuva 21. Huokosveden ylipaine junan 13 kPa alta laskettuna lineaarisella kimmo-plastisella mallilla, $a = 2,6$ ja $b = 1,0$

$$\Delta u = \beta \left(\frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \right) + \alpha \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2}$$

Eli mitatun huokospaineen (kuva 3) saavuttamiseksi vaaditaan huomattavan suurta a :n arvoa. Tämä indikoi sitä, että jännitystila on lähellä murtotilaa, jolloin huokospaine kasvaa pystysuoraa kokonaisjännitystä huomattavasti nopeammin.

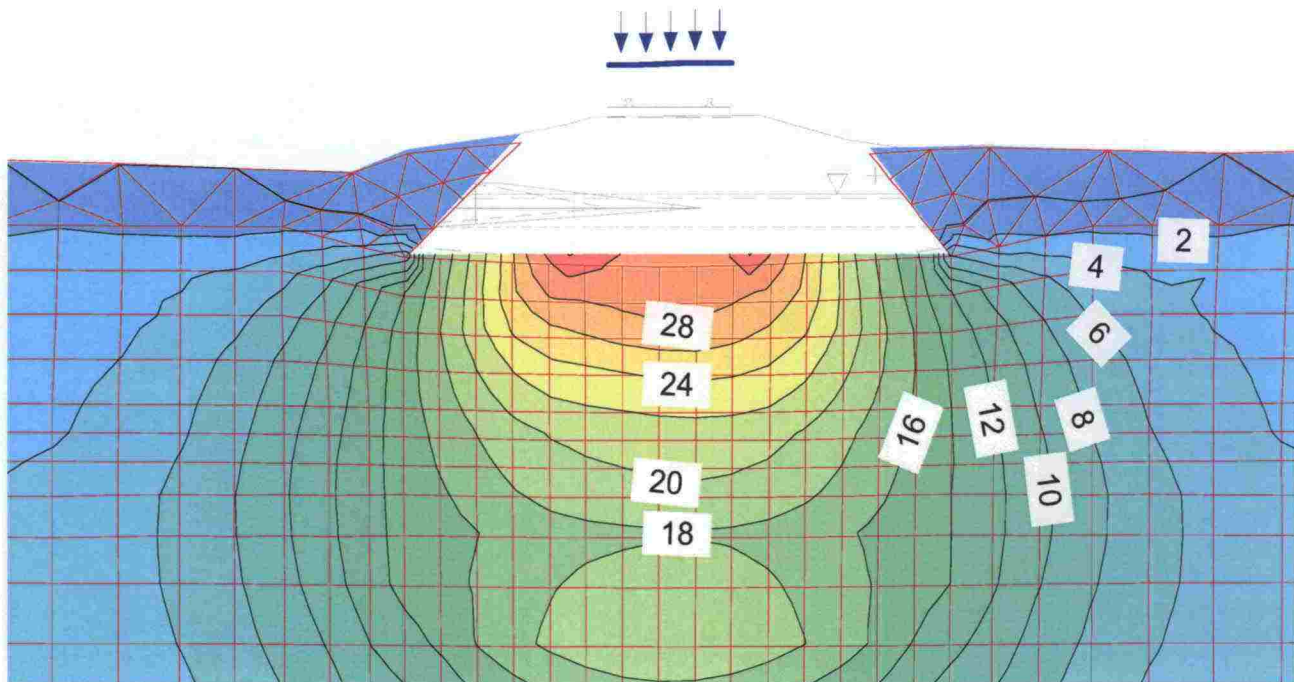


Kuva 22. Junan 13 kPa aiheuttama pystysuora kokonaisjännitys laskettuna lineaarisella kimmo-plastisella mallilla.

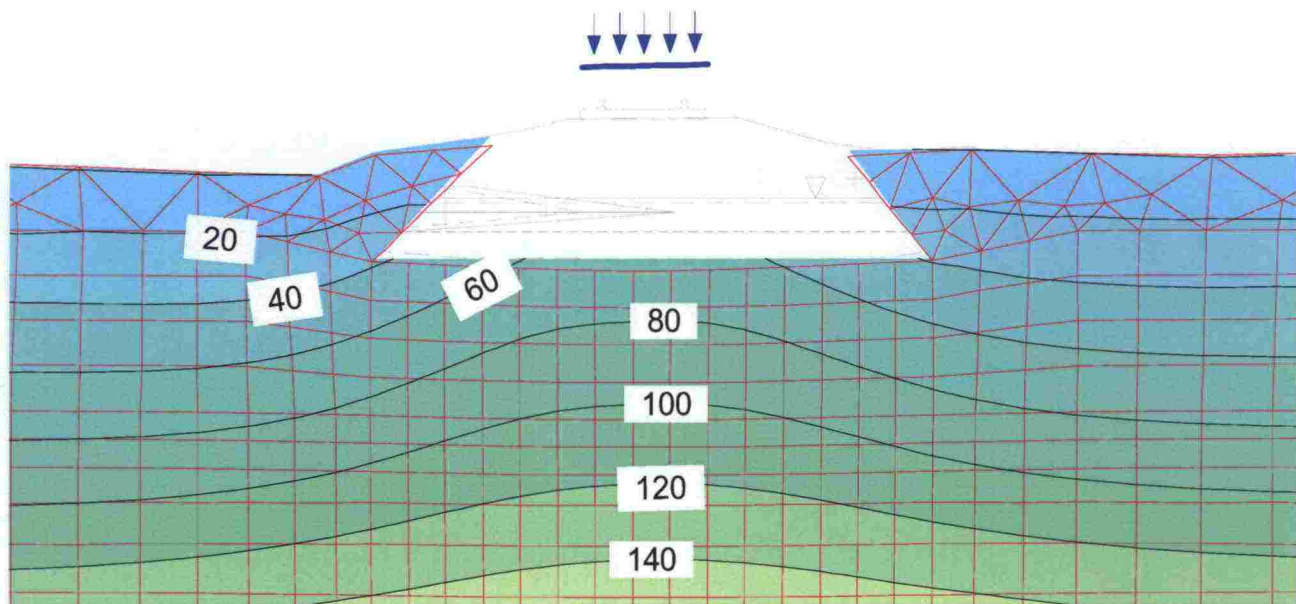


Kuva 23. Junan 13 kPa aiheuttama keskimääräinen kokonaisjännitys p laskettuna lineaarisella kimmo-plastisella mallilla.

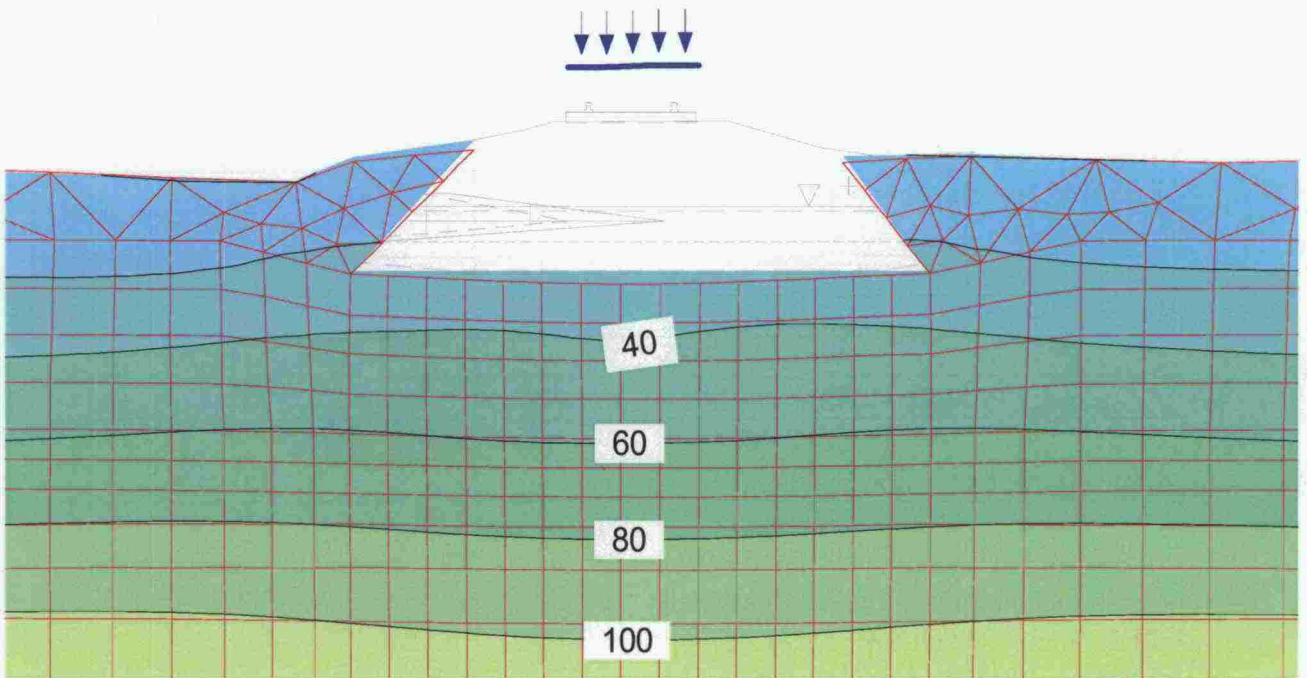
Kuvista 21...23 nähdään, että huokospaineen kasvu on mittauspisteessä noin 6,5 kPa. Vastaavasti pystyjännityksen s_z kasvu on noin 3,5 kPa ja keskimääräisen pääjännityksen p noin 2,3 kPa. Eli huokospaine kasvaa huomattavasti enemmän kuin normaalijännitykset. Tämä viittaa tutkimusten mukaan murtotilan läheisyyteen, $F_{\text{kok}} = 1,3 \dots 1,0$. Laskennalliset huokospaineparametrit $B = 6,5/3,5 = 1,9$ ja $b = 6,5/2,3 = 2,8$.



Kuva 24. Huokosveden ylipaine junan 40 kPa alta laskettuna lineaarisella kimmo-plastisella mallilla, $a = 2,6$ ja $b = 1,0$ (vastaten mitattua painetta, kuva 21).

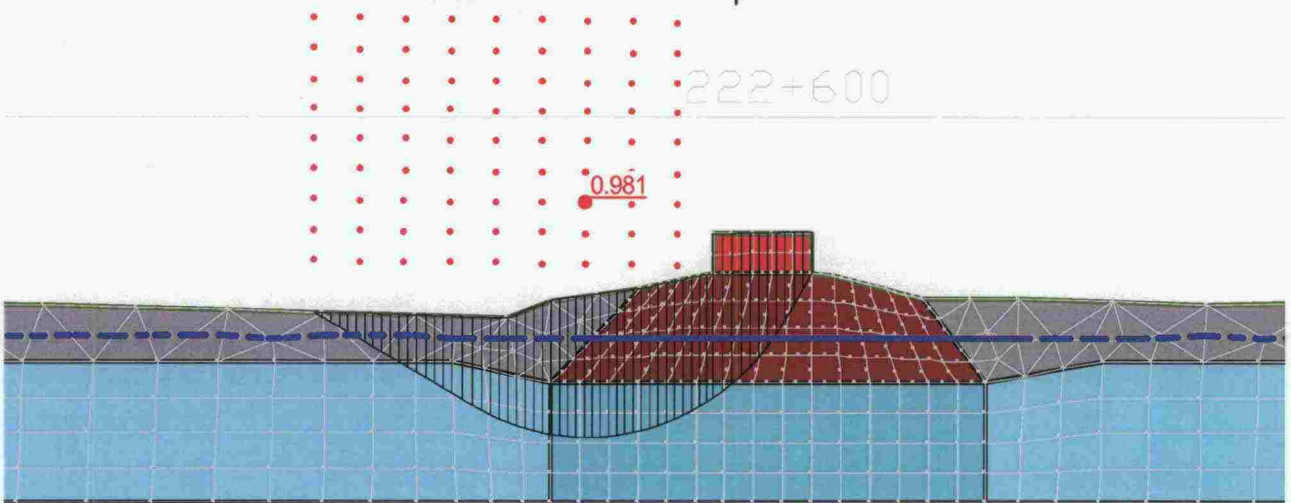


Kuva 25. s_z junan 40 kPa alta laskettuna lineaari kimmo-plastisella mallilla.



Kuva 26. s_x junan 40 kPa alta laskettuna lineaarisella kimmo-plastisella mallilla.

Turku - Uusikaupunki
 Peruspoikkileikkaus
 Lineaarinen kimmo-plastinen malli
 fii:n ominaisarvot
 $c = 0$ kPa
 Sama kuormitus kuin liukupinta laskelmissa 40 kPa



Kuva 27. FEM:llä lasketuilla normaali- ja leikkausjännityksillä sekä huokosvedenpaineilla (kuvat 23...25) laskettu liukupinnan kokonaisvarmuus $F_{kok} = 0,981$.

Yhteenveto

Laskentamentelmä	Kokonaisvarmuus
Lamellimenetelmä $c = 4 \text{ kPa}$ $\phi = 20^\circ$	1,62
Lamellimenetelmä $c = 0 \text{ kPa}$ $\phi = 20^\circ$	1,32
Lamellimenetelmä s_u siipikairalla	1,04
Crisp mcc, FEM, $c = 0 \text{ kPa}$ $\phi = 20^\circ$	1,0
Sigma/w Mohr-Coulomb, FEM, $c = 0 \text{ kPa}$ $\phi = 20^\circ$	1,0

Tuloksen perusteella luotettavin varmuuskerroin saadaan seuraavilla menetelmillä:

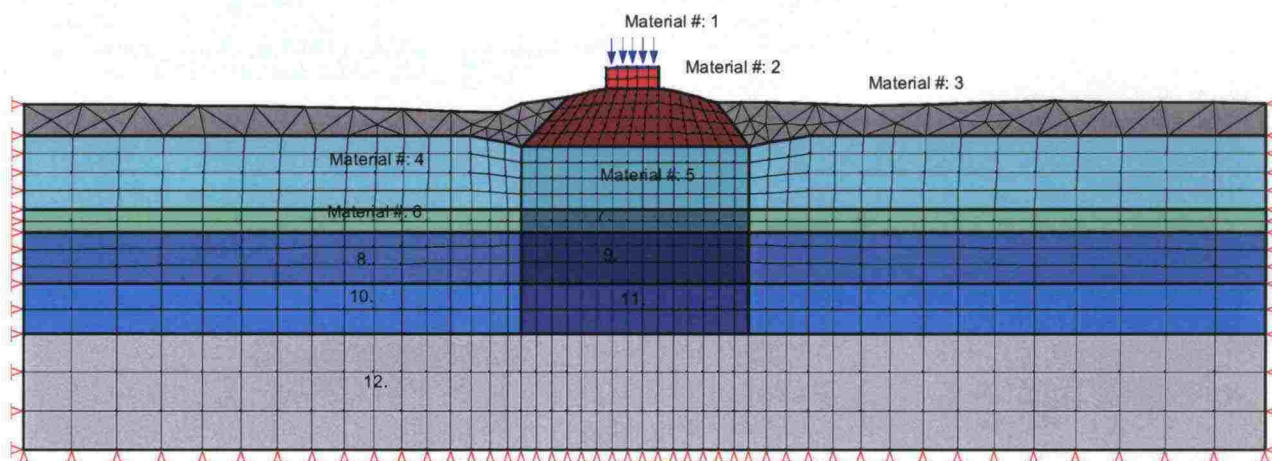
$\phi = 0$ menetelmä siipikairauslujuuksilla

FEM-analyysi käyttäen mcc-mallia

FEM-analyysi käyttäen lineaarista kimmo-plastista mallia ja pysähtyneen junan alta mitattua huokospainetta.

SLOPE/W materiaalit:

Turku - Uusikaupunki
Peruspoikkileikkaus
Lineaarinen kimmo-plastinen malli
fil:n ominaisarvot
 $c = 0 \text{ kPa}$
Sama kuormitus kuin liukupinta laskelmissa 40 kPa



Parameter

Material 1

Model Linear-Elastic

Parameter Type Total

B-Coefficient Fn. # 0

A-Coefficient Fn. # 0

E Modulus 3.0000e+005

Poisson's Ratio 3.0000e-001

E Modulus Longitudinal (1) 1.0000e+009

Poisson's Ratio Longitudinal (1) 2.0000e+001

Material 2

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	0
A-Coefficient Fn. #	0
E Modulus	3.0000e+004
Poisson's Ratio	0.0000e+000
Cohesion	0.0000e+000
Phi	3.0000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 3

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	0
A-Coefficient Fn. #	0
E Modulus	1.0000e+004
Poisson's Ratio	3.0000e-001
Cohesion	0.0000e+000
Phi	2.0000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 4

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	1
A-Coefficient Fn. #	1
E Modulus	3.0000e+003
Poisson's Ratio	4.9000e-001
Cohesion	0.0000e+000
Phi	2.0000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 5

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	1
A-Coefficient Fn. #	1
E Modulus	3.0000e+003
Poisson's Ratio	4.9000e-001
Cohesion	0.0000e+000
Phi	2.0000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 6

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	1
A-Coefficient Fn. #	1
E Modulus	3.0000e+003
Poisson's Ratio	4.9000e-001
Cohesion	0.0000e+000
Phi	2.0000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 7

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	1
A-Coefficient Fn. #	1
E Modulus	3.0000e+003
Poisson's Ratio	4.9000e-001
Cohesion	0.0000e+000
Phi	2.0000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 8

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	1
A-Coefficient Fn. #	1
E Modulus	3.5000e+003
Poisson's Ratio	4.9000e-001
Cohesion	5.5000e+001
Phi	2.5000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 9

Model	Elastic-Plastic
Parameter Type	Total
B-Coefficient Fn. #	1
A-Coefficient Fn. #	1
E Modulus	3.5000e+003
Poisson's Ratio	4.9000e-001
Cohesion	5.5000e+001
Phi	2.5000e+001
Phi B	0.0000e+000
Dilation Angle	0.0000e+000
Min Stress	0.0000e+000

Material 10

Model Elastic-Plastic

Parameter	Type	Total
B-Coefficient Fn. #		1
A-Coefficient Fn. #		1
E Modulus		4.0000e+003
Poisson's Ratio		4.9000e-001
Cohesion		5.5000e+001
Phi		3.0000e+001
Phi B		0.0000e+000
Dilation Angle		0.0000e+000
Min Stress		0.0000e+000

Material 11

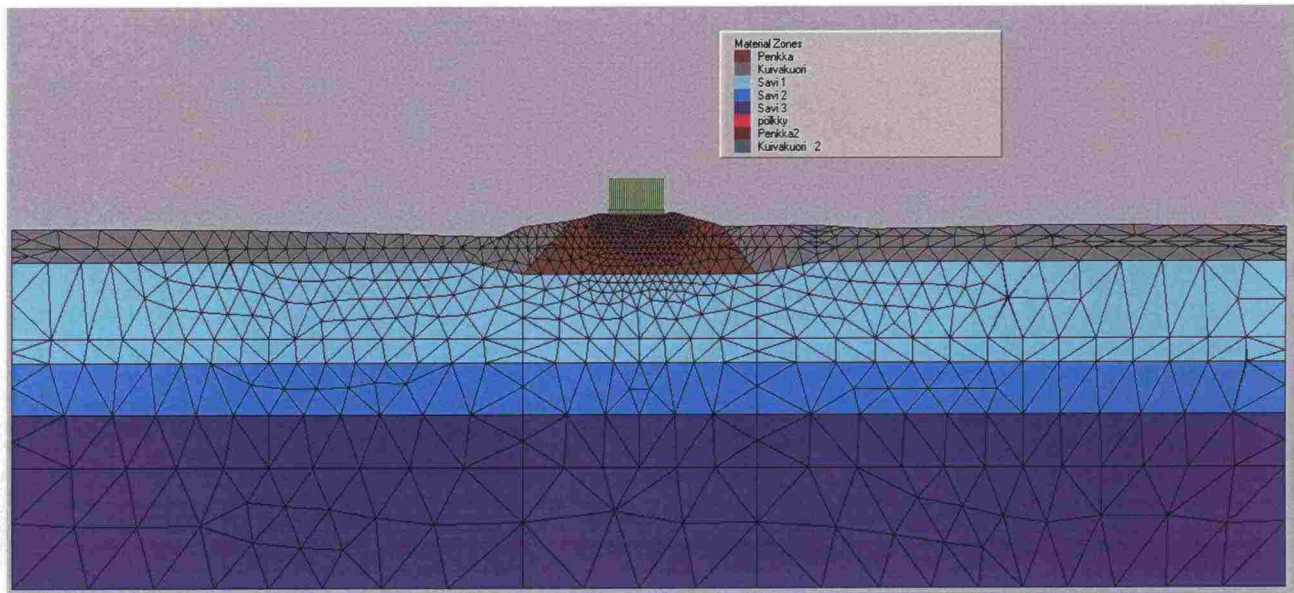
Model Elastic-Plastic

Parameter	Type	Total
B-Coefficient Fn. #		1
A-Coefficient Fn. #		1
E Modulus		4.0000e+003
Poisson's Ratio		2.5000e-001
Cohesion		5.5000e+001
Phi		3.0000e+001
Phi B		0.0000e+000
Dilation Angle		0.0000e+000
Min Stress		0.0000e+000

Material 12

Model Elastic-Plastic

Parameter	Type	Total
B-Coefficient Fn. #		1
A-Coefficient Fn. #		1
E Modulus		5.0000e+003
Poisson's Ratio		4.9000e-001
Cohesion		5.5000e+001
Phi		3.0000e+001
Phi B		0.0000e+000
Dilation Angle		0.0000e+000
Min Stress		0.0000e+000

CRISP-materiaalit**Project Information**

Analysis Title	Turku-Uki rata
Date Started	3.4.2005
Date Run	3.04.2005
Operator	JHe
Checker	Unknown
Domain Type	Plane Strain
Restart Status	None

Materials

Material No.	Material Name	Soil Model
1	Penkka	
Original Mohr Coulomb Elastic Perfectly Plastic		
2	Kuivakuori	
Isotropic Elastic		
3	Savi 1	Modified Cam Clay
4	Savi 2	Modified Cam Clay
5	Savi 3	Modified Cam Clay
6	pölky	Beam
7	Penkka2	
Original Mohr Coulomb Elastic Perfectly Plastic		
8	Kuivakuori 2	
Isotropic Elastic		

Properties:- Penkka

Young's modulus at reference elevation	20000	kN/m ²
Possion's ratio	0.3	-
Cohesion	2	kN/m ²
Internal angle of friction	35	Deg
Reference Elevation	0	m

Bulk Density 16	kN/m ³	
Rate of increase in Young's modulus with depth	0	
kN/m ² /m		
Rate of increase in Cohesion with depth	0	kN/m ² /m

Properties:- Kuivakuori

Isotropic Young's Modulus	500	kN/m ²
Possion's ratio	0.3	-
Bulk Density of Water	10	--
Bulk Density 15	kN/m ³	
X Direction Permeability	0.0000001	--
Y Direction Permeability	0.0000001	--

Properties:- Savi 1

Negative slope of the swelling and recompression lines in ln	0.06	
-		
Negative slope of the virgin recompression lines in ln p': V	0.65	
-		
Voids Ratio on the critical state line for p'=1	5	-
Slope of the critical state line for p'=1	0.8	-
Shear Modulus	0	kN/m ²
Possion's ratio	0.355	-
Bulk Density of Water	10	--
Bulk Density 15	kN/m ³	
X Direction Permeability	0.000000005	--
Y Direction Permeability	0.000000005	--

Properties:- Savi 2

Negative slope of the swelling and recompression lines in ln	0.05	
-		
Negative slope of the virgin recompression lines in ln p': V	0.5	
-		
Voids Ratio on the critical state line for p'=1	5	-
Slope of the critical state line for p'=1	0.8	-
Shear Modulus	0	kN/m ²
Possion's ratio	0.4	-
Bulk Density of Water	10	--
Bulk Density 15	kN/m ³	
X Direction Permeability	0.000000005	--
Y Direction Permeability	0.000000005	--

Properties:- Savi 3

Negative slope of the swelling and recompression lines in ln	0.05	
-		
Negative slope of the virgin recompression lines in ln p': V	0.5	
-		
Voids Ratio on the critical state line for p'=1	6	-
Slope of the critical state line for p'=1	1	-
Shear Modulus	0	kN/m ²
Possion's ratio	0.4	-
Bulk Density of Water	10	--
Bulk Density 16	kN/m ³	

X Direction Permeability	0.000000005	--
Y Direction Permeability	0.000000005	--

Properties:- pölky

Young's Modulus	60000	kN/m ²
Possion's ratio	0.15	-
Area	0.3	m ²
Second Moment of area	0.0025	m ⁴

Properties:- Penkka2

Young's modulus at reference elevation	20000	kN/m ²
Possion's ratio	0.3	-
Cohesion	2	kN/m ²
Internal angle of friction	35	Deg
Reference Elevation	0	m
Bulk Density	20	kN/m ³
Rate of increase in Young's modulus with depth	0	kN/m ² /m
Rate of increase in Cohesion with depth	0	kN/m ² /m

Properties:- Kuivakuori 2

Isotropic Young's Modulus	500	kN/m ²
Possion's ratio	0.3	-
Bulk Density of Water	10	--
Bulk Density	16	kN/m ³
X Direction Permeability	0.0000001	--
Y Direction Permeability	0.0000001	--

5.2 Dynaaminen kuormarasitus - huokospaineen kehittyminen ratapenkereessä

5.2.1 Johdanto

Ratapenkereen alapuolella ja sivulla olevaan maahan kohdistuu junan ylityksessä sarja toistuvia dynaamisia jännityspulsseja liikkuvan junan teli- ja akselikuormista. Päällysrakenteessa jännitykset sekä jännityksen vaihtelut telien kohdalla/telien välissä ovat luonnollisesti suurempia kuin syvemmillä maapohjassa. Savi- ja silttimaapohjiin voi toistuvien jännityspulssien yhteydessä kehittyä huokosvedenpainetta. Hetkellistä ja paikallista huokosvedenpainetta syntyy välittömästi telin kohdalla. Se kuitenkin purkautuu tavanomaisissa tilanteissa välittömästi telivaikutuksen poistuttua kohdalta, siis jo sekunnin osien kuluttua. Ratojen stabiliteetin kannalta ongelmallisempaa kuitenkin on toistuvien pulssien aikaansaama kumuloituva huokospaine, joka on seurausta maapohjan palautumattomista (plastisista) tai hitaasti palautuvista muodonmuutoksista.

Huokosvedenpaineen kasvu pienentää maa-aineksen lujuutta ja samalla hetkellisesti myös pehmentää maapohjaa. Maapohjan hetkellisestä pehmentymisestä seuraa vastaavasti suuremmat hetkelliset muodonmuutokset ja niistä edelleen voimakkaampi kumuloituvan huokosvedenpaineen kasvu. Jos maapohjan lujuus on suuri suhteessa siihen kohdistuvaan rasitukseen, pitkäaikaista huokosvedenpainetta ei käytännön tasolla maapohjaan juurikaan kehity. Jos radan lähtöstabiliteetti on kuitenkin pieni, toistuvat kuormitukset voivat nopeastikin nostaa huokospaineen suureksi ja aikaansaada maan myötäämisen ja äärimmillään jopa ratapenkereen sortumisen.

Yleensä yhden junan telien lukumäärä on pieni, muutamia kymmeniä, siten, ettei huokosvedenpaine ehdi kumuloitua merkittäväksi vielä yhden junan ylityksen aikana. Junan ohitettua tarkasteltavan kohdan kehittynyt huokosveden ylipaine alkaa purkautua. Purkautuminen kestää yleensä muutamista minuuteista muutamiin kymmeneen minuutteihin, mm. maapohjan vedenläpäisevyysominaisuuksista sekä ennen kaikkea palautumattomien muodonmuutosten suuruudesta riippuen. Mikäli kohteen ylittää useampi juna ennen kuin ylipaineen palautuminen lähtötasolle on tapahtunut, huokosvedenpaineen kumuloitumista voi tapahtua myös useamman junan yhteisvaikutuksesta.

Huokospaineen kehittyminen riippuu maan - saven ja siltin - ominaisuuksista. Huokospaineen kumuloitumisen käytännön ennustamiseksi on käytettävissä kuitenkin varsin rajallinen määrä kenttähavaintoja taikka laboratoriokokeita. Havaintoja on jopa niin vähän, ettei maapohjan huokospainekehittymisen arvioimiseen ole toistaiseksi voitu luoda maalajin tunnistamiseen, indeksiominaisuuksien määrittämiseen taikka esimerkiksi kairausvastuksen kautta tapahtuvaa arviointimenettelyä. Tässä selvityksessä kumuloitumisen ennustamiseen on käytetty kahta eri savimaasta laboratorioolosuhteissa synnytettyä mallia.

Tällä selvityksellä on ollut kaksi päätavoitetta. Ensimmäinen tavoite on arvioida, missä määrin junakuorman liikkuva luonne aikaansaa jännitysten haitallista summautumista maapohjassa verrattuna staattiseen tilaan. Toisena tavoitteena on ollut arvioida, edellistä tavoitetta täydentäen, kuinka suureksi kumuloituva huokosvedenpaine maapohjassa voi kehittyä stabiliteettitarkastelujen näkövinkkelistä.

Kokeellisesti on havaittu, että pehmeillä maapohjilla, joissa junan nopeus lähestyy maapohjassa jännitystä levittävän jännityspulssin nopeutta, penkereen muodonmuutokset kasvavat ennakoitua enemmän. Asiaa on lähestytty sekä käytännön mittauksin että

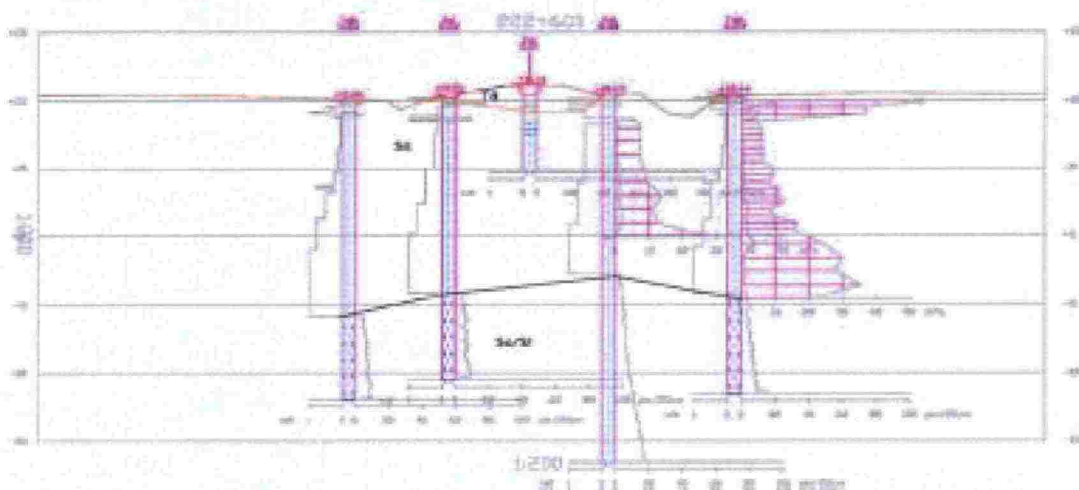
teoreettisesti, mutta käytännön kannalta sopivaa käsittelytapaa ei toistaiseksi ole kuitenkaan kyetty luomaan. Kun junan nopeus lähestyy maapohjan pinta-aallon tai leikkausaallon nopeutta, jännitysten jakautuminen ei ehdi leviämällä tasaantua. Telin edessä, junan kulkusuuntaan katsottaessa jännityskenttä tihentyy ja telin takana harventuu. Jännityskentän tihentyminen aikaansaa staattista tilaa suurempia jännitysmuutoksia, minkä epäillään kasvattavan junan kuormitusvaikutuksia maapohjassa staattiseen sekä hitaasti etenevän junan nopeuteen verrattuna.

Jännityskentän ominaisuuksia on tässä selvityksessä pyritty tarkastelemaan numeerisella 3D-analyysillä. ABAQUS-ohjelmalla tehdyssä analyysissä, junaa on simuloitu yhdellä akselikuormalla ja lineaarisella maamallilla. Analyysissä on käytetty hyväksi lineaarisen oletuksen mahdollistamalla jännitysten supernointia sekä ajassa että paikassa.

5.2.2 Tarkastelun lähtökohdat

5.2.2.1 Geometria ja pohjasuhteet

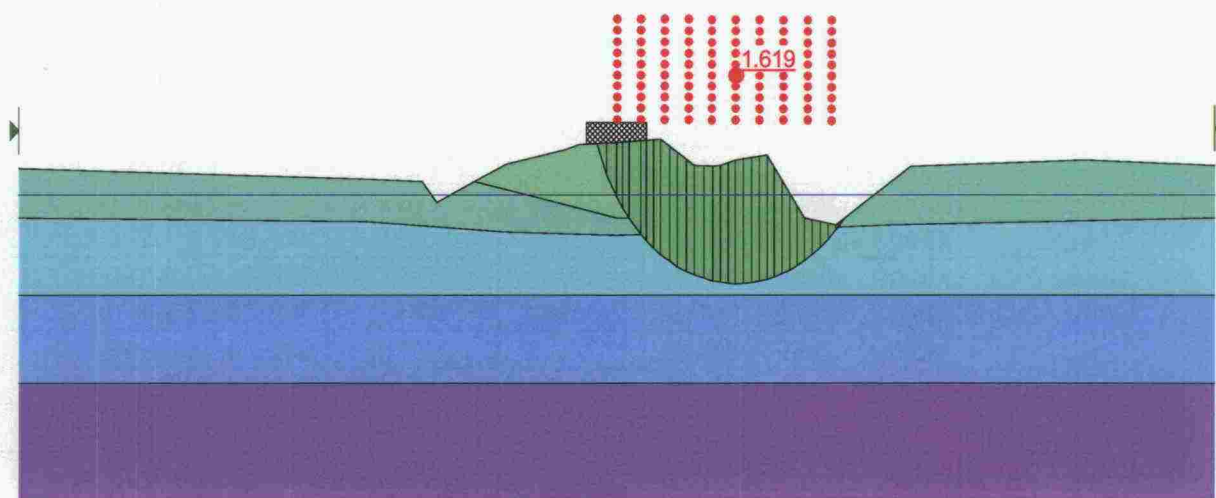
Tarkastelu suoritettiin käyttäen mallina Turku–Uusikaupunki-välin paaluluvun 222+600 rakennetta ja pohjasuhteita. Yleiskuva ko. paaluluvun penkereestä ja pohjasuhteista on esitetty kuvassa 1.



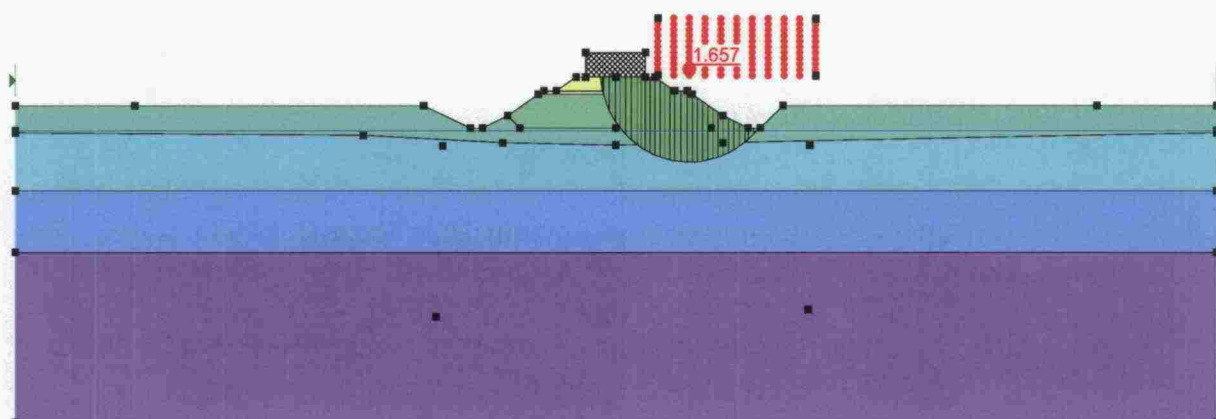
Kuva 1. Turku–Uusikaupunki-välin paaluluvun 222+600 penger ja pohjasuhteet /5/.

Kuvasta voidaan havaita olemassa olevan ratapenkereen ja ympäröivien ojien muodostavan suhteellisen epäsymmetrisen rakenteen. Olemassa olevan rakenteen geometria ja pohjamaan jako yksinkertaistettuihin, laskennassa käytettyihin maa-kerroksiin on esitetty kuvassa 2. Tarkastelua varten pengerrakenne modifioitiin vastaamaan tyypillisempää, symmetristä ratapengertä. Symmetrisyysvaatimus tuli tarpeelliseksi myös siitä syystä, että laskennassa sovellettiin kaksoissymmetristä laskentamallia. Tämä rakenne on esitetty kuvassa 3.

ABAQUS-laskentaa varten laskentamalliin tehtiin vielä pienehköjä muutoksia. ABAQUS-laskennassa käytetty malli on esitetty tarkemmin jäljempänä.



Kuva 2. Olemassa olevan rakenteen geometria ja pohjamaan jako laskennassa käytettyihin maakerroksiin. Geo-Slope -laskennassa käytetty malli.



Kuva 3. Tarkastelua varten symmetriseksi modifioitu ratapenger. Geo-Slope -laskennassa käytetty malli.

Ratapenkereen alla on savea 20...27 m. Maan pinnassa on n. 1,5 m paksuinen kuivakuorisavikerros, jonka siipikairausleikkauslujuus on 35...50 kPa. Kuivakuorisaven alla on n. 5 m paksuinen savikerros, jonka siipikairalla mitattu leikkauslujuus on 6...8 kPa. Tämän alla on 5 m paksuinen kerros savea, jonka siipikairaleikkauslujuus on n. 12 kPa. Saven siipikairalla mitattu leikkauslujuus kasvaa noin 30 kPa:iin 15 m syvyydellä /6/. Tarkempi kuvaus pohjasuhteista ja kohteen tutkimuksista on esitetty viitteessä /6/.

5.2.2.2 Maakerrosten parametrit

Tässä yhteydessä suoritetuissa laskennallisissa tarkasteluissa käytetty maakerrosjako ja maakerrosten parametrit pohjautuivat pääosin viitteessä ”Turku–Uusikaupunkirataosuuden km 222+600 matalan penkereen analyysi: huokospaineen kehittyminen ja tärinä”, alustava raportti 10.5.2004 /4/ esitettyihin tietoihin. Maakerrosten ominaisuudet on esitetty taulukossa 1.

Maakerrosten ominaisuuksiin tehtiin työn kuluessa eräitä täsmennyksiä ABAQUS-laskentoja varten. Näissä mm. ratapenger kuvattiin erillisinä sepelikerroksena (kimmomoduuli E ; $E = 350$ MPa), ylempänä hiekkakerroksena ($E = 100$ MPa) ja alempana hiekkakerroksena ($E = 40$ MPa). ABAQUS-laskentamallissa laskentaverkon koko jouduttiin laskentateknisistä syistä rajoittamaan sekä sivusuunnassa että korkeussuunnassa.

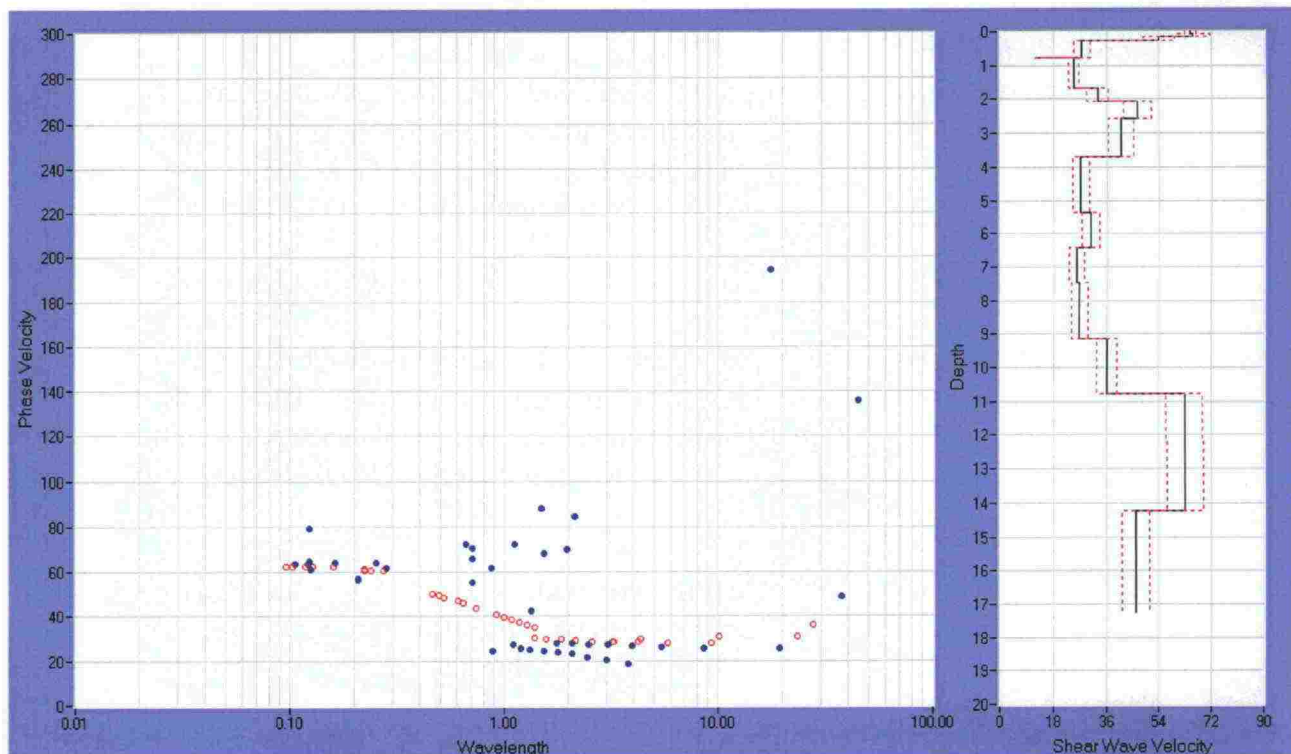
Taulukko 1. Lähtötiedot pohjasuhteista /Koskinen/.

Kerroksen nimi	Malli	Syvyys	γ dry	γ wet	k_x	k_y	
		m	kN/m ²	kN/m ²	m/day	m/day	
Penger	Mohr-Coulomb		19.6	19.6	1.00E+00	1.00E+00	
kuSa	Mohr-Coulomb	0-1.5	17.1	17.1	3.46E-04	1.73E-04	
Savi 1	Mohr-Coulomb	1.5-4	14.9	15.1	2.94E-05	2.94E-05	
Savi 2	Mohr-Coulomb	4-6.5	15.4	15.4	2.59E-05	2.59E-05	
Savi 3	Mohr-Coulomb	6.5-10	14.1	14.1	1.04E-04	1.04E-04	
Kerroksen nimi	Malli	ν d	K0nc	c'	ϕ'	e krit	E
		-	-	kN/m ²	aste	-	kPa
Penger	Mohr-Coulomb	0.35	0.41	2.0	36.0	0.500	40000
kuSa	Mohr-Coulomb	0.35	0.50	10.0	30.0	1.500	10000
Savi 1	Mohr-Coulomb	0.35	0.65	3.8	20.7	2.290	6150
Savi 2	Mohr-Coulomb	0.35	0.68	5.5	18.9	2.256	7500
Savi 3	Mohr-Coulomb	0.35	0.71	5.2	16.8	3.010	9500

5.2.2.3 SASW-mittauksen tarkistus

Dynaamisessa analyysissä tarvittavat materiaalien vaimennukset valittiin ensiksi alustavasti käytettävissä olevan pohjatutkimusaineiston perusteella. Syksyllä 2004 kohteessa tehtiin kokeiluluonteisesti SASW-mittauksia (SASW= Spectral Analysis of Surface Waves), joiden perusteella käytettyjä parametreja vielä arvioitiin. SASW-mittaus tehtiin 5.10.2004 rataosan Turku-Uusikaupunki kohdalla Km 222+600 vas 13,5 m

Mittaustulosten pohjalta maapohjan leikkausaallon nopeudet arvioitiin erittäin alhaisiksi, kuva 4.



Kuva 4. Leikkausaallon SASW-tulkinnan mukainen nopeusjakauma.

Laskennan lähtötiedot ja niistä arvioituja parametrejä on esitetty taulukossa 2. Kimmo-moduuli on tässä laskettu suoraviivaisesti:

$E = (\text{puristusaallon etenemisnopeus})^2 \times \text{oletettu tiheys}$.

Poisson luku on kategorisesti oletettu vakioksi: $\nu=0.4$. Mittauksen liukumoduulia voidaan pitää kohtuullisen luotettavana, mutta E-moduuliin on suhtauduttava varauksella.

Taulukko 2a. SASW -mittauksen tulos. Kerrosten väriskaala vastaavat ABAQUS -laskennoissa käytettyjä kerroksia.

Kerros ID	Kerroksen yp. maanpinasta, m	Kerroksen alapinta	Paksuus, m	Puristus-aallon etenemisnopeus c_p , m/s(*)	Leikkausaallon etenemisnopeus c_s , m/s		
					Keskiarvo	Yläraja	Alaraja
1	0.0	0.1	0.1	158.7	64.8	66.8	62.8
2	0.1	0.2	0.1	160.1	65.4	71.4	59.4
3	0.2	0.3	0.1	132.2	54.0	59.4	48.5
4	0.3	0.8	0.5	67.9	27.7	30.4	25.1
5	0.8	1.7	0.9	61.2	25.0	26.6	23.3
6	1.7	2.1	0.4	81.0	33.1	36.7	29.5
7	2.1	2.6	0.5	113.7	46.4	51.2	41.6
8	2.6	3.7	1.1	100.2	40.9	45.1	36.7
9	3.7	5.4	1.7	66.9	27.3	30.2	24.4
10	5.4	6.4	1.0	74.9	30.6	33.6	27.5
11	6.4	7.5	1.1	63.4	25.9	28.4	23.3
12	7.5	9.2	1.7	65.9	26.9	29.5	24.3
13	9.2	10.8	1.6	88.6	36.2	39.7	32.6
14	10.8	12.2	1.5	153.7	62.7	69.0	56.5
15	12.2	14.2	2.0	154.2	63.0	69.2	56.7
16	14.2	17.2	3.0	112.8	46.0	50.6	41.4

(*) Leikkausaallon nopeus luotettavin. Puristusaalto on määritetty SASW-inversio-ohjelmassa puhtaasti Poisson luvun funktiona.

Taulukko 2b. SASW -mittauksen tulos -jatkoa.

Kerros ID	Olettamukset laskentaan			Jälkilaskenta		Jatkolaskel- missa käytetty E, MPa
	Tiheys kg/m ³	Poisson luku nyy,-	Vaimen- nus	Kimmo- moduuli E, MPa	Leik- kaus- moduuli G, MPa	
1	1710	0.4	0.02	43.1	7.2	10
2	1710	0.4	0.02	43.8	7.3	10
3	1710	0.4	0.02	29.9	5.0	10
4	1710	0.4	0.02	7.9	1.3	10
5	1510	0.4	0.02	5.6	0.9	10
6	1510	0.4	0.02	9.9	1.7	6.15
7	1510	0.4	0.02	19.5	3.3	6.15
8	1510	0.4	0.02	15.1	2.5	6.15
9	1510	0.4	0.02	6.8	1.1	7.5
10	1540	0.4	0.02	8.6	1.4	7.5
11	1540	0.4	0.02	6.2	1.0	9.5
12	1410	0.4	0.02	6.1	1.0	9.5
13	1410	0.4	0.02	11.1	1.8	9.5
14	1710	0.4	0.02	40.4	6.7	
15	1800	0.4	0.02	42.8	7.1	
16	1900	0.4	0.02	24.2	4.0	

SASW-mittausten perusteella VTT:n ABAQUS-laskentaan alunperin valitut suureet, taulukko 1, arvioitiin voitavan siten pitää ennallaan.

5.2.2.4 Vaimennus mallinnuksessa

Vaimennuksella kuvataan mallissa hystereettistä vaimennusta (sitä osaa materiaalin sisäistä muodonmuutostyötä, joka muuttuu joko pysyväksi muodonmuutokseksi taikka lämmöksi). Geometrinen vaimennus (värähtelyn leviäminen) tulee huomioiduksi 3D-mallissa automaattisesti. Koska dimensiot mallissa ovat pieniä, hystereettisen vaimennuksen merkitys on varsin pieni ja sitä on konservatiivisessa laskennassa myös syytä käsitellä konservatiivisesti.

5.2.2.5 Rayleigh vaimennus

ABAQUS-ohjelmassa vaimennus kuvataan nk. Rayleigh-vaimennuksena. Rayleigh-vaimennusta käytettäessä vaimennus kuvataan massa- ja jäykkyysmatriisiin assosioituneilla, ennakkoon määriteltävillä parametreilla α ja β .

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

missä $[C]$ on systeemin vaimennusmatriisi

$[M]$ systeemin massamatriisi ja

$[K]$ systeemin jäykkyysmatriisi.

Koska Rayleigh-vaimennus annetaan vain kahdella ennalta annetulla termillä, niitä valittaessa joudutaan maapohjan mallinnuksessa tekemään yksinkertaistuksia, koska samat kertoimet kohdistuvat kaikkiin eri taajuisiin ominaisuutoihin. Rakenteiden

mallinnuksessa (palkki, laatta jne) vaimennus voidaan antaa ominaismuotokohtaisesti. Maapohjassa, jossa varsinaisesti ominaismuotoja ei ole määritettävissä, yksinkertaistukset ovat tarpeen.

Maapohjassa etenevässä aaltoliikkeessä korkeiden taajuuksien vaimentuminen on tunnetusti matalia merkityksellisempää johtuen siitä, että likipitään samalla ryhmänopeudella etenevän aaltoliikkeen eri komponentit tekevät samalla matkalla eri määrän muodonmuutossyklejä. Valinnassa olennaista on, että dominoivat taajuudet - taikka dominoiviksi kuvitellut taajuudet - tulevat kuvatuksi mahdollisimman realistisesti.

Suhteellinen vaimennus on likimäärin estimoitavissa yhtälöllä (2).

$$\xi(f) = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\omega}{2}\beta \quad (2)$$

missä

$\xi(f)$ suhteellinen vaimennus, %.

ω on kulmataajuus, $2\pi f$ (f taajuus, Hz).

Suhteellisen vaimennuksen suuruus on kokemusperäisesti amplitudin ja maapohjan funktio. Alemmilla ominaismuodoilla, joissa liikkeeseen assosioitu massa on suuri, α -termi dominoi ja vastaavasti korkeilla taajuuksilla β -termi dominoi.

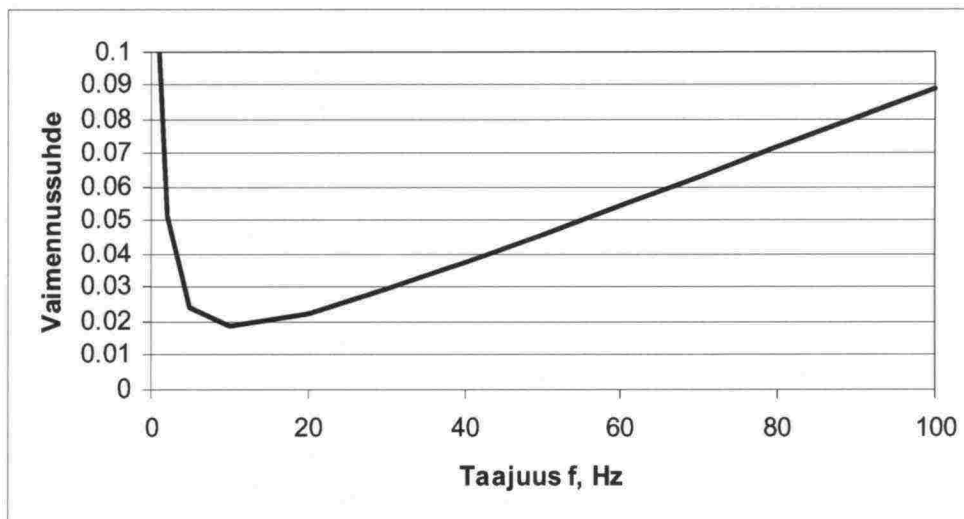
Kokemusperäisesti on todettu, mm. Handboken bygg, että vedellä kyllästyneissä maissa absorptiokerroin on 1...4 %. Absorptiokerroin kuvaa pääosin hystereettistä vaimennusta. Tästä seuraa, että pintatärinän amplitudi pienenee hystereettisyydestä johtuen metrin etenemää kohden 1...3 %. Hystereettisen vaimennuksen johdosta pintatärinä pienenee tällöin 10 % 10 m matkalla. Koska valitun mallin keskidimensio on likimäärin 10 m, valitaan tämä tarkastelupituudeksi.

Koska kokemusperäinen arvo absorptiokertoimelle on peräisin mittauksista eikä sisällä informaatiota taajuuksista, tehdään yksinkertaistus, että empiirisen tiedon dominoiva perustaajuus olisi keskimäärin 10 Hz. Konservatiivisuussyistä pienennetään vaimennusta tästä vielä puoleen, eli oletetaan vaimentumisen olevan 0,5 % / m tärinälle, jonka taajuus on 10 Hz ja aallonpituus keskimäärin 7,5 m. Koska ratapenkereestä leviävän ja liukupintaan ulottuvan taajuuden olennaisimmat osuudet lienevät (kokemusperäisyys) taajuusalueella 5...30 Hz, ratkaistaan suhteellisen vaimennuksen parametrit α ja β siten, että painotetaan ko. mielenkiintoisia taajuusalueita ja käytetään painotuksessa pienimmän neliösumman keinoa löytämään parhaiten kuvaavat parametrit. Tulokset on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Taajuuskohtainen painotus Rayleigh -vaimennusta käytettäessä.

	R-aallon etenemis- nopeusoleetus $v_R = 75 \text{ m/s}$	Vaimentuminen 10 m matkalla eli vaimennussuhde $\xi(f)$				Painotus
Taajuus f , Hz	Aallonpituus m	0.5 %/m	1.5 %/m			
				α	β	
1	75.00	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.2
2	37.50	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.5
5	15.00	0.050	0.150	1.243181	0.000281	1
10	7.50	0.050	0.150	1.243181	0.000281	1
20	3.75	0.050	0.150	1.243181	0.000281	1
30	2.50	0.050	0.150	1.243181	0.000281	1
40	1.88	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.5
50	1.50	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.5
60	1.25	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.2
70	1.07	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.2
80	0.94	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.2
90	0.83	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.2
100	0.75	0.050	0.150	1.243181	0.000281	0.2

Kuvassa 5 on esitetty taulukon 3 parametreilla vaimennuksen taajuusriippuvuus.



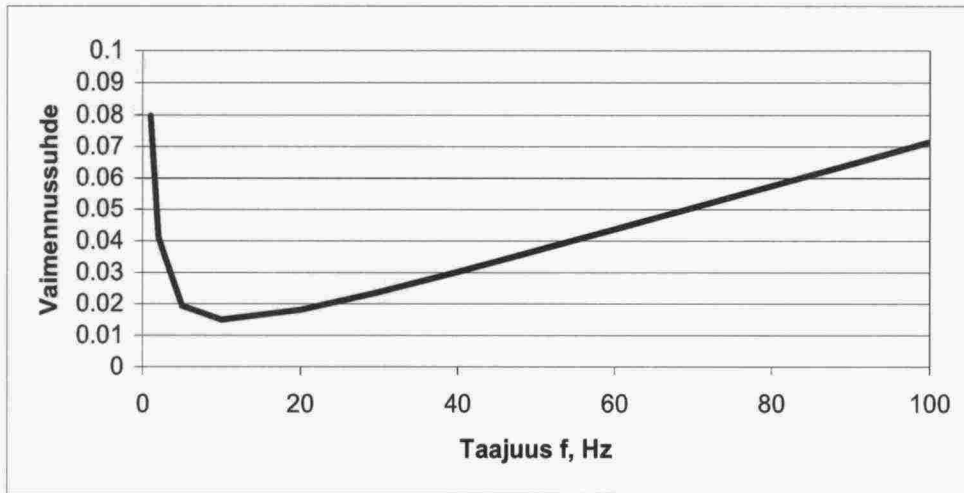
Kuva 5. Vaimennussuhde, kun $\alpha=1.243$ ja $\beta=0.000281$.

Savikerroksen osalta tehdään siis päätös: $\alpha=1.243$ ja $\beta=0.000281$.

Kisko-pölkky -systemin, sepelitukikerroksen ja pengerhiekan vaimennus.

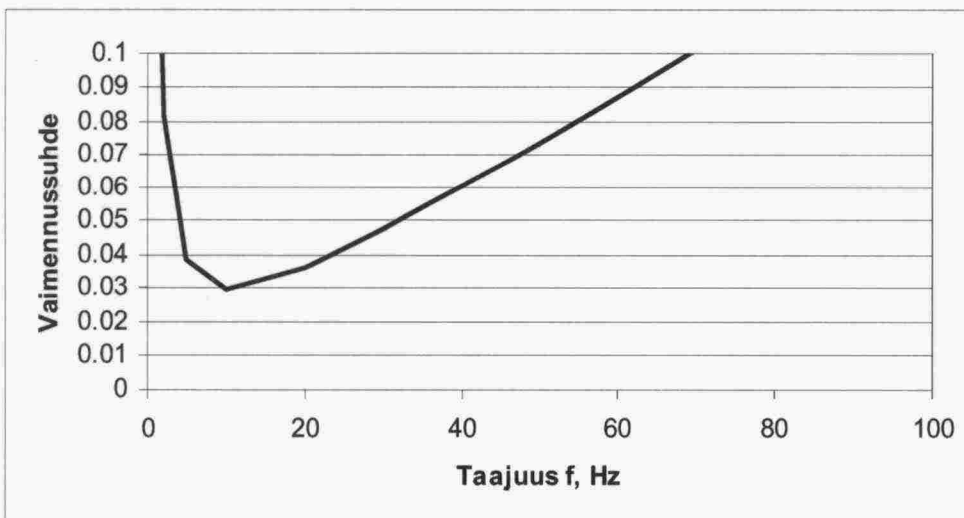
Pengerhiekan suhteellinen vaimennus on kertaluokkaa $\zeta = 0.04 \dots 0.05$, kun leikkausmuodonmuutos $\gamma = 2 \cdot 10^{-4}$ ja $\zeta = 0.02$, kun $\gamma = 5 \cdot 10^{-5}$ /C.J. Cornejo Córdova, Elastodynamics with hysteretic damping, Delft University Press, 2002/. Leikkausmuodonmuutos junakuormasta (125 kN pyöräkuormasta), kun hiekan kimmoduuliksi oletetaan $E = 100 \text{ MPa}$ (yläosa) tai 40 MPa (alaosan hiekka) on ylemmässä kerroksessa keskimäärin $1.8 \cdot 10^{-4}$ vastaten suhteellista vaimennusta $\zeta = 0.04$. Alemmassa kerroksessa suhteellinen leikkausmuodonmuutos on keskimäärin $2.3 \cdot 10^{-4}$ vastaten edelleen vaimennusta $\zeta = 0.04$.

Molempien hiekkakerrosten vaimennussuhteeksi kaavalla (2) ja edelleen käyttäen pienimmän neliösumman keinoa sekä painottaen edellä valittuja taajuuksia saadaan $\alpha=0.99$ ja $\beta=0.000225$, kuva 6.



Kuva 6. Hiekkakerrosten vaimennussuhde, kun $\alpha=1.243$ ja $\beta=0.000281$.

Sepelitukikerrokselle suhteellinen vaimennus oletetaan kaksinkertaiseksi, $\zeta = 0.08$, hiekkaan verrattuna suuremman suhteellisen muodonmuutoksen johdosta (liukuma yläpinnassa noin $1.3 \cdot 10^{-3}$). Kokemuseräistä tietoa sepelitukikerroksen vaimennukselle ei ole tiedossa. Sepelitukikerrokselle saadaan siten vastaavasti: $\alpha=1.99$ ja $\beta=0.00045$, kuva 7.

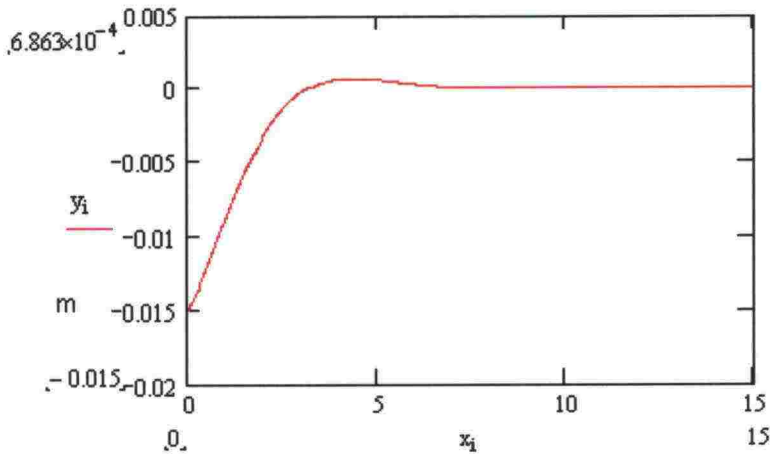


Kuva 7. Sepelitukikerrosten vaimennussuhde, kun $\alpha=1.99$ ja $\beta=0.00045$.

Kisko-pölkky-systeemin ekvivalentin vaimennuksen määrittäminen

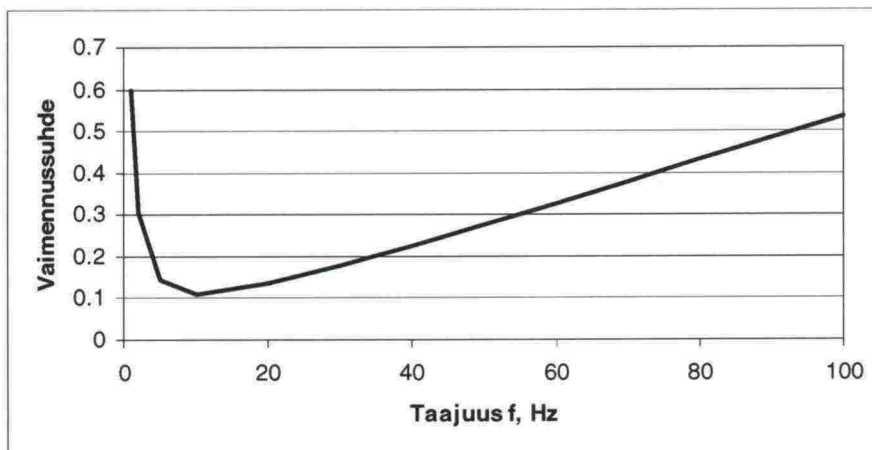
Ongelmana on se, että vaimennus ei ole tässä osasysteemissä jakautunut tasan. Kiskon oma sisäinen vaimennus on pieni - samoin betonisen ratapölkyn. Kiskon ja pölkyn liitos kiinnityksineen sitä vastoin lienee varsin tehokas vaimennin suuremmilla kuormilla, kuten myös pölkyn ja tukikerroksen keskinäinen liike. Mallissa on pölkky-kisko-systeemi kuvattu taivutusjäykkyydeltään kiskojen taivutusjäykkyyttä vastaavana laattana, jolloin laatan kimmomoduuli nousee varsin suureksi. Koska aaltoliikkeen

etenemisnopeus nousee tällöin lineaarisessa mallinnuksessa väkisinkin suureksi, tulee sitä eliminoida hyvin tehokkaalla vaimennuksella, koska muuten laattarakenne siirtää vaikutusta penkereen pinnalle pitkälle ja nopeasti, kun todellisuudessa ainoastaan kiskoissa aaltoliike etenee nopeasti. Ratkaisussa pyritään siihen, että värähtely päällysteessä kuoleentuisi suurin piirtein sillä matkalla, jonka kiskot pystyvät taivutusmuotonsa vaikutuksesta siirtämään kuormaa. Kiskon selän taipumaviiva pistekuormaksi muunnetun pyöräkuorman vaikutuksesta noudattaa suurin piirtein kuvan 8 muotoa.



Kuva 8. Kiskon selän laskennallisesti arvioitu taipumamuoto telikuormalle (125 kN pyöräkuorman \times 4 pyörää = teli). Kuvan pystyakselina oleva siirtymä sekä vaakakselilla olevan paikkakoordinaatti on esitetty metreissä. Laskentaparametreina on käytetty: pengerkorkeus 2,05 m, kimmomoduuli $E = 70$ MPa, tämän alla savi 2,5 m, $E = 10$ (kuSa ja liSa) ja edelleen savi $E = 10$ MPa).

Ratkaistaan päällyslaatasta vaimennus siten, että päällysteessä kulkeva pulssi kuoleentuu 10 %:iin alkuperäisestä 6 m päässä pyörästä. Tällöin absorptiokertoimen tulee olla 32 %/m. Likimain tämä vastaa siis suhteellista vaimennusta 0,3. Lasketaan edellä jo käytetyllä tavalla vastaavat Rayleigh'in vaimennuksen parametrit, saadaan $\alpha = 7.46$ ja $\beta = 0.00169$, kuva 9.

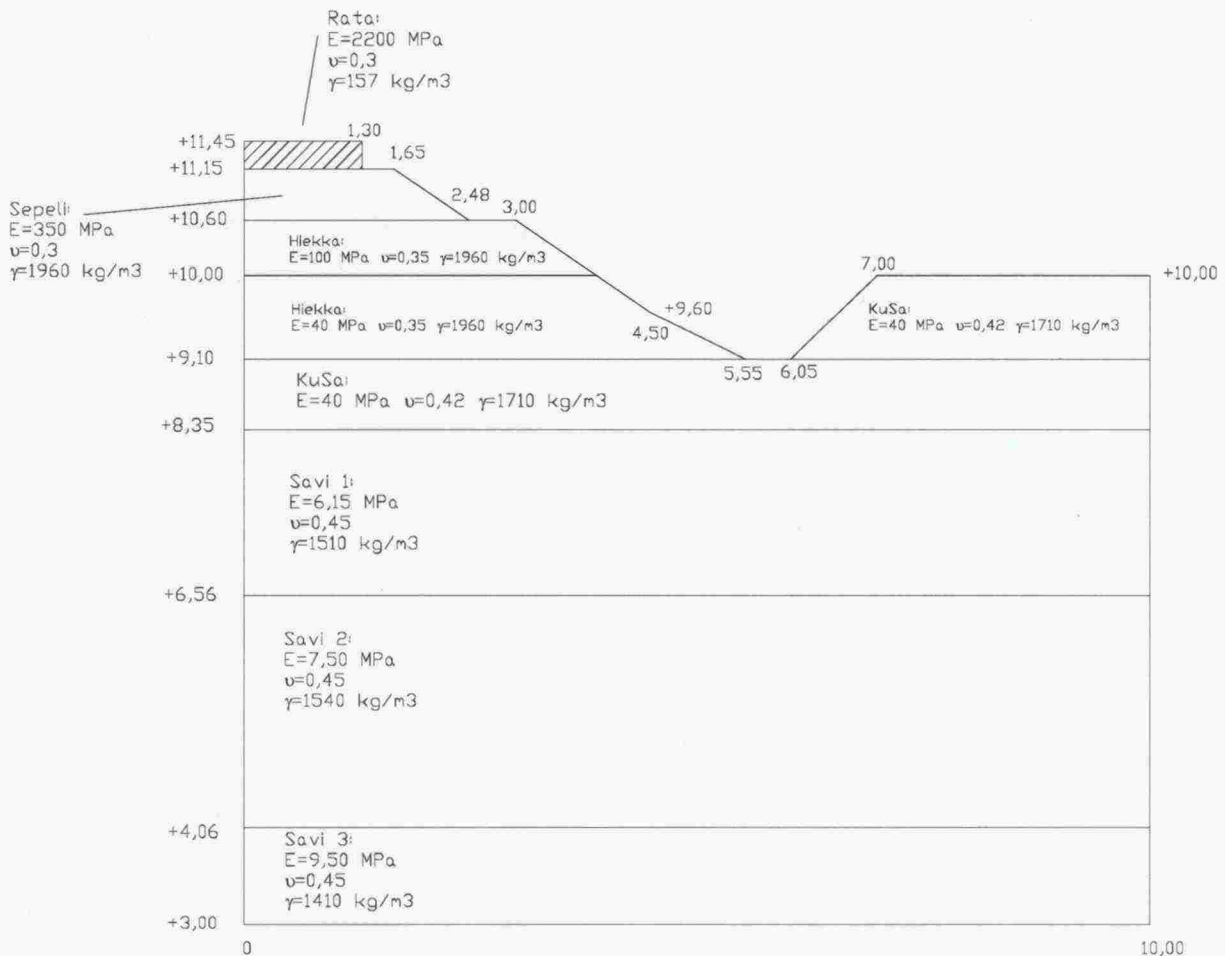


Kuva 9. Kisko-pölkky-systeemin vaimennuksena laskennoissa käytetään: $\alpha = 7.46$ ja $\beta = 0.00169$.

5.2.3 ABAQUS-laskennat

5.2.3.1 Laskentamalli

ABAQUS-laskentaan lopulta viety maastomalli kerroksilla käytettyine parametreineen on esitetty kuvassa 10. Taulukossa 4 on esitetty yhteenvetona eri kerroksilla käytetyt vaimennukset.



Kuva 10. ABAQUS-laskennassa käytetty maastomalli.

Taulukko 4. Yhteenveto ABAQUS-laskentamallin kerrosten vaimennusparametreista.

Kerros	Vaimennusparametrit Rayleigh-vaimennuksessa
- kiskoja + pölkkyä edustava laatta	$\alpha = 7,46, \beta = 0,00169$
- sepelitukikerros	$\alpha = 1,99, \beta = 0,00045$
- hiekat	$\alpha = 0,99, \beta = 0,000225$
- kuivakuori	$\alpha = 1,243, \beta = 0,000281$
- savet	$\alpha = 1,243, \beta = 0,000281$

Laskentamallin pituus radan suunnassa oli 12 m.

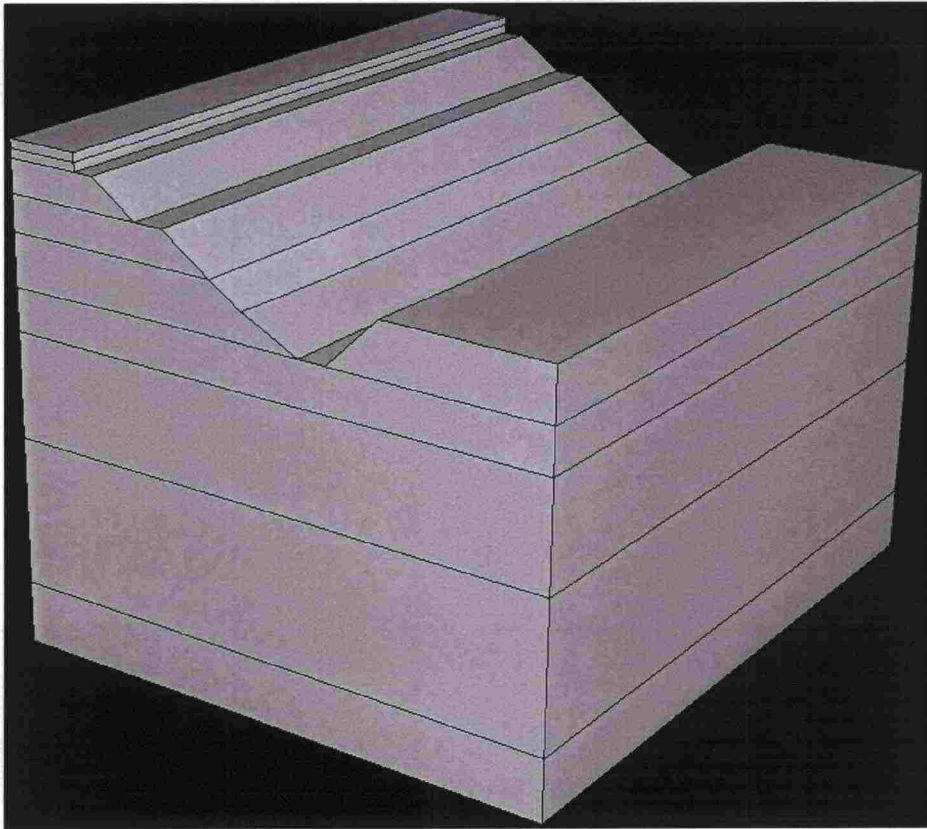
Ratakiskot mallinnettiin ABAQUS-ohjelmassa ekvivalenttina laattana ($h = 300$ mm, $B=2600$ mm).

Ratakiskoa UIC 60 (pintahitausmomentti $I=3.10 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$, poikkileikkausala $A=7.85 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$, kimmomoduuli $E=2.1 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$, Liukumoduuli $G=7.7 \cdot 10^{10} \text{ Pa}$, tiheys $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$,

korkeus $h=172$ mm, paino 60.32 kg/m) vastaa jäykkyydsarvoltaan $E \cdot I$ leveydeltään $1,3$ m ja paksuudeltaan $0,3$ m olevaa kerros, jonka $E=2225$ MPa. Kerroksen tiheydeksi saatiin 157 kg/m³.

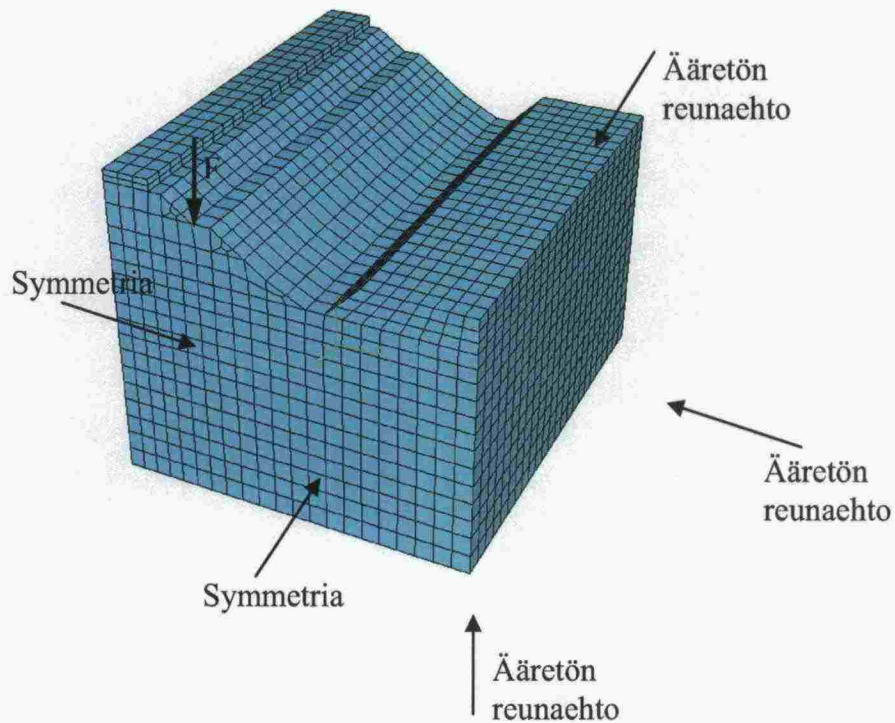
Kuvassa 11 on esitetty laskennan 3D-malli, jossa näkyvät maakerrokset. Käytetyn mallin ominaisuudet ovat:

- malli on kaksoissymmetrinen, joten koko malli on neljäsosa todellisesta
- elementtinä on kahdeksansolmuinen kontinuumielementti
- kahdessa sivussa on symmetrisyys -reunaehto
- kolmessa sivussa reunaehtona on ääretönelementti
- elementin koko on enintään $0,5$ m.



Kuva 11. Laskennan 3D-malli, jossa näkyvät maakerrokset.

Kuvassa 12 on esitetty elementtiverkko, kuormitus ja reunaehdot.



Kuva 12. Elementtiverkko, kuormitus ja reunaehdot.

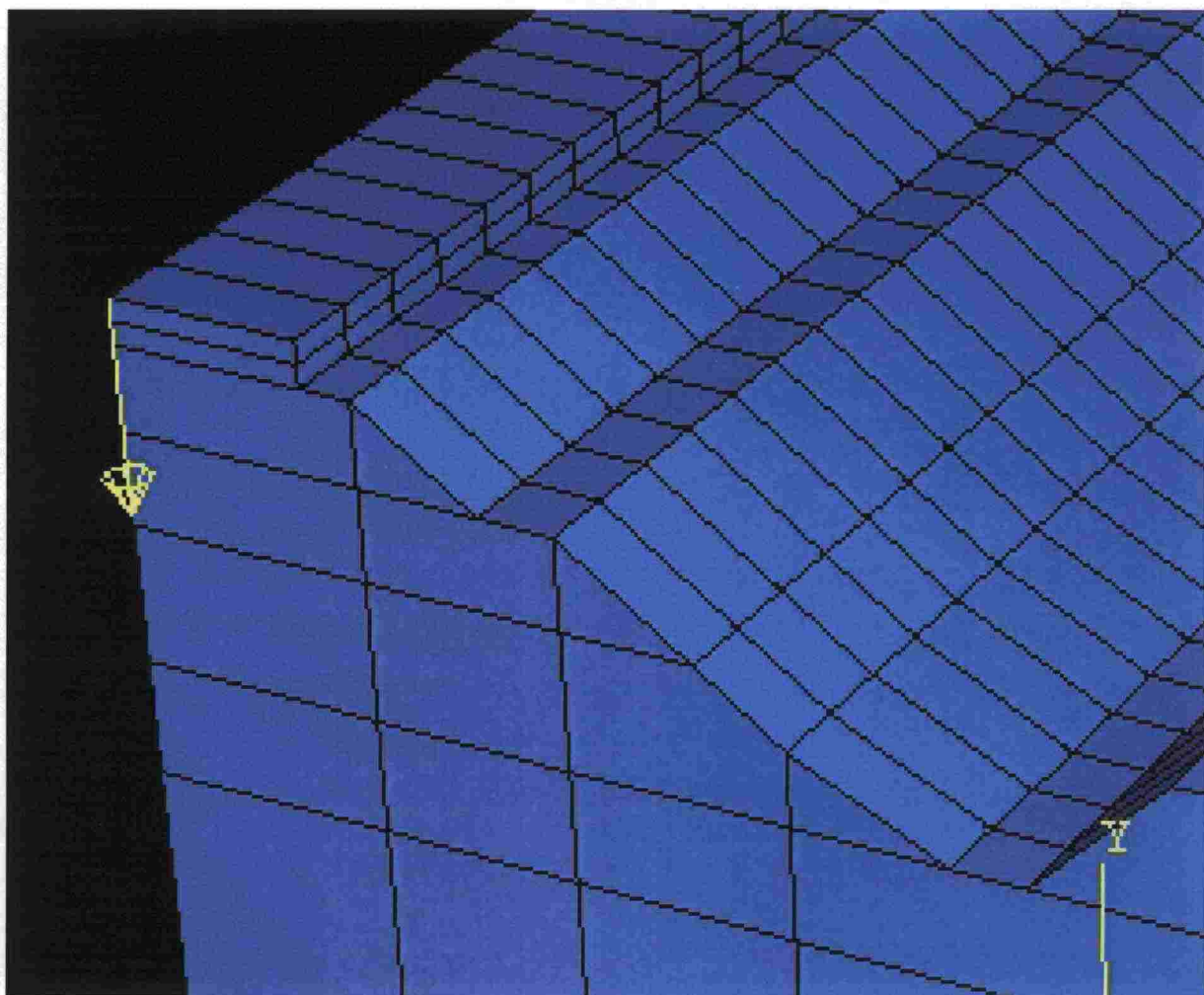
5.2.3.2 Kuormitus

ABAQUS-laskennoissa kuormituksena käytettiin yhtä telikuormaa. Kuormitus on esitetty seuraavasti:

- teli = 4 pyörää yhteensä 50 tonnia
- kokonaiskuorma (sisältää sysäyskerroimen) = $1,25 \cdot 50 \text{ tonnia} = 62,5 \text{ tonnia} = 625 \text{ kN}$
- mallissa on symmetria-akseli kahteen suuntaan, joten kuorma = $625 / 4 = 156,25 \text{ kN}$
- kuorma on esitetty pistevoimana mallin kulmassa pystysuunnassa.

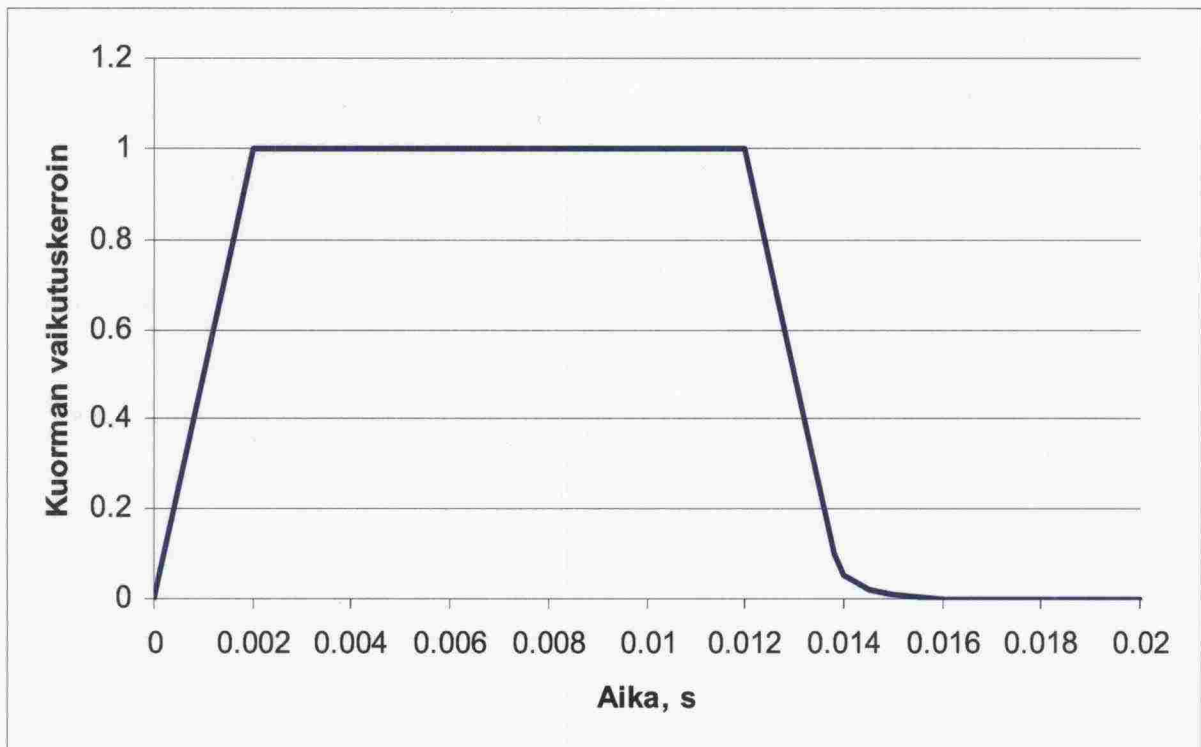
GEO SLOPE -laskelmissa käytetty kuormitus on ollut $44 \text{ kN/radan leveys metri}$ (nauha-kuormana $1.25 \text{ (sysäyskerroin)} \cdot 88 \text{ kN/juoksumetri} = 110 \text{ kN} / 2.6 \text{ m} = 42.3 \text{ kN/-leveys m}$; GEO-SLOPE, leveys $2.5 \text{ m} \cdot 44 \text{ kN/leveys metri} = 110 \text{ kN}$).

Kuorman sijainti laskentaverkossa on yksityiskohtaisesti esitetty kuvassa 13.



Kuva 13. Kuorman sijainti laskentaverkossa.

Käytetty kuormituksen nousuaika oli 2 ms, vaikutusaika 10 ms ja laskuaika noin 2 ms. Kuorman laskua loivennettiin hieman kuvan 14 mukaisesti.



Kuva 14. Kuormituksen aikafunktio.

Värähtelyn etenemistä mallissa seurattiin yhden sekunnin ajan kuorman päällepanosta yhden millisekunnin aikainkrementtein. Tulosten tallentaminen suoritettiin 0,5 metrin välein radan suunnassa olevissa poikkileikkaustasoissa. Näissä tasoissa tallennettiin jokaiselta aikainkrementiltä kaikki suorakulmaisen koordinaatiston mukaiset jännityskomponentit ja pääjännitykset. Tiedot tallennettiin elementin keskikohtaa kuvaavina keskiarvoina. Havainnollistamistarkoitukseen tallennettiin myös muodonmuutosten eteneminen ajan funktiona.

5.2.4 Laskentatulosten jatkokäsittely

5.2.4.1 ABAQUS-laskennan yhden telin kuormasta kahden vaunun akselikuormiin

ABAQUS-laskennassa käytettiin kuormituksena hetkellistä telikuormaa yhdessä vaikutuspisteessä. Tällä kuormalla ajan funktiona saatuja rasituksia käytettiin määrittämään kahdessa vaunussa olevista kahdeksasta akselist aiheutuvia rasituksia ajan funktiona.

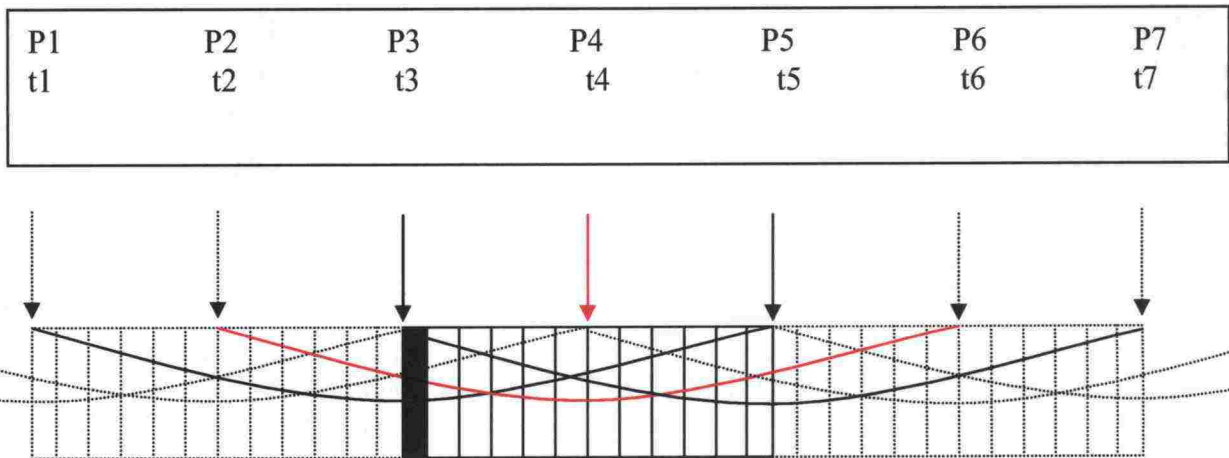
ABAQUS-laskentamallin 0,5 metrin välein olevissa poikkileikkauksissa tallennetut jännityskomponenttien arvot jaettiin kahdella akselikuorman vaikutuksen aikaansaamiseksi. Tämän jälkeen 0,5 metrin välein olevien jännitystilakomponenttien arvojen väliin interpoloitiin viisi väliarvoa. Väliarvot interpoloitiin harvemmalla välillä olevien arvojen summauksessa tapahtuvan oskilloimisilmiön välttämiseksi.

Tämän jälkeen kuorma asetettiin "virtuaalisesti" 12 metrin päähän laskentamallin reunasta ja sitä alettiin siirtää käytetystä nopeudesta riippuvalla aikainkrementillä laskentamallia (kokonaispituus 24 m) kohti ja lopulta 12 metriä laskentamallin ohi. Virtuaalista sijaintia käyttäen saatiin laskentamalliin muodostettua jännitystila siitä ajankohdasta alkaen, kun 12 m päässä olevan kuorman ensimmäiset vaikutukset näkyvät laskentamallissa (saapumispuoli) ja vastaavasti 12 m päässä mallin toisesta laidasta olevan kuorman viimeiset vaikutukset (jättöpuoli) poistuvat mallista.

Laskentamallissa summattiin yhteen jokaisesta kuorman sijaintipaikasta aiheutuva jännitystilan lisäys (jännitystilan ajan funktiona). Summaus suoritettiin käyttäen kuormakaaviota, joka muodostui kahdesta junavaunusta siten, että telin akseliväli oli 2 m, teliväli keskeltä keskelle 7 m ja peräkkäisten vaunujen teliväli 5 m. Summaus suoritettiin käyttäen junanopeuksia 60, 100 ja 150 km/h.

Summattu jännitystila kerrottiin kertoimella, joka määritettiin sen ajan suhteena, jonka kuorman käytetyn nopeuden perusteella olisi kuulunut olla mallin päällä ja jonka kuorma oli laskentamallissa laskentamallin päällä.

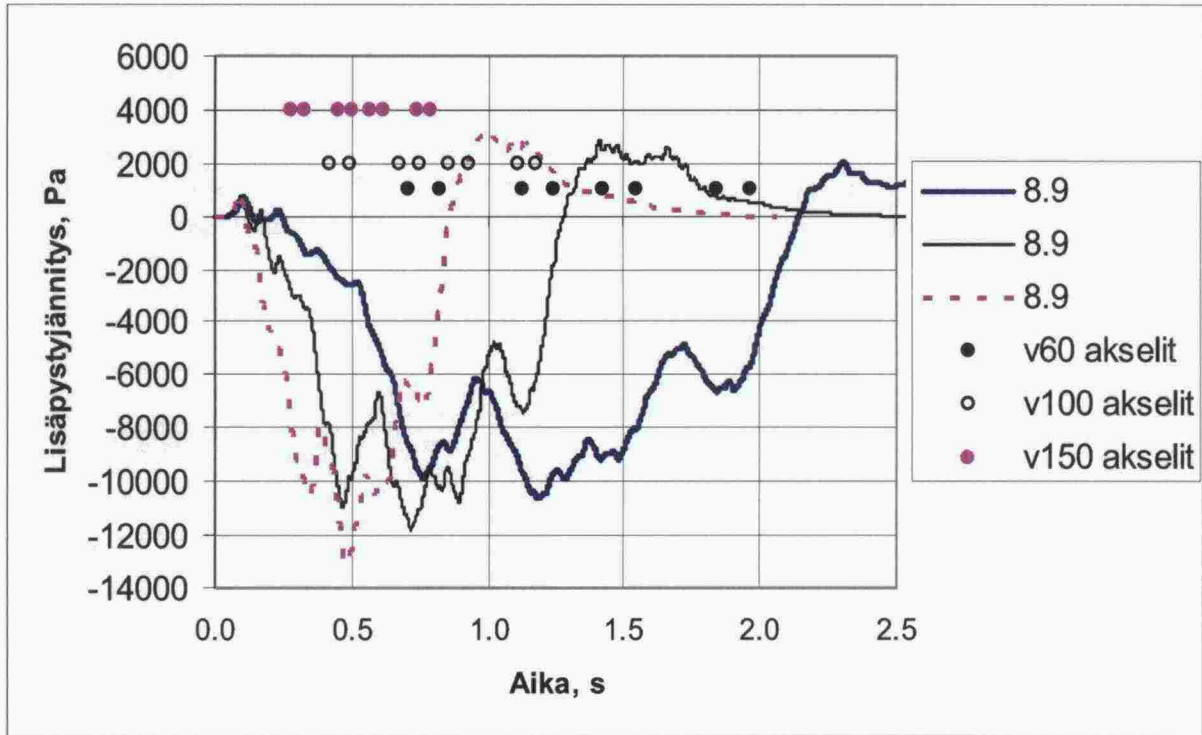
Yksittäisen kuorman tapauksessa tehtyä summausta on havainnollistettu kuvassa 15.



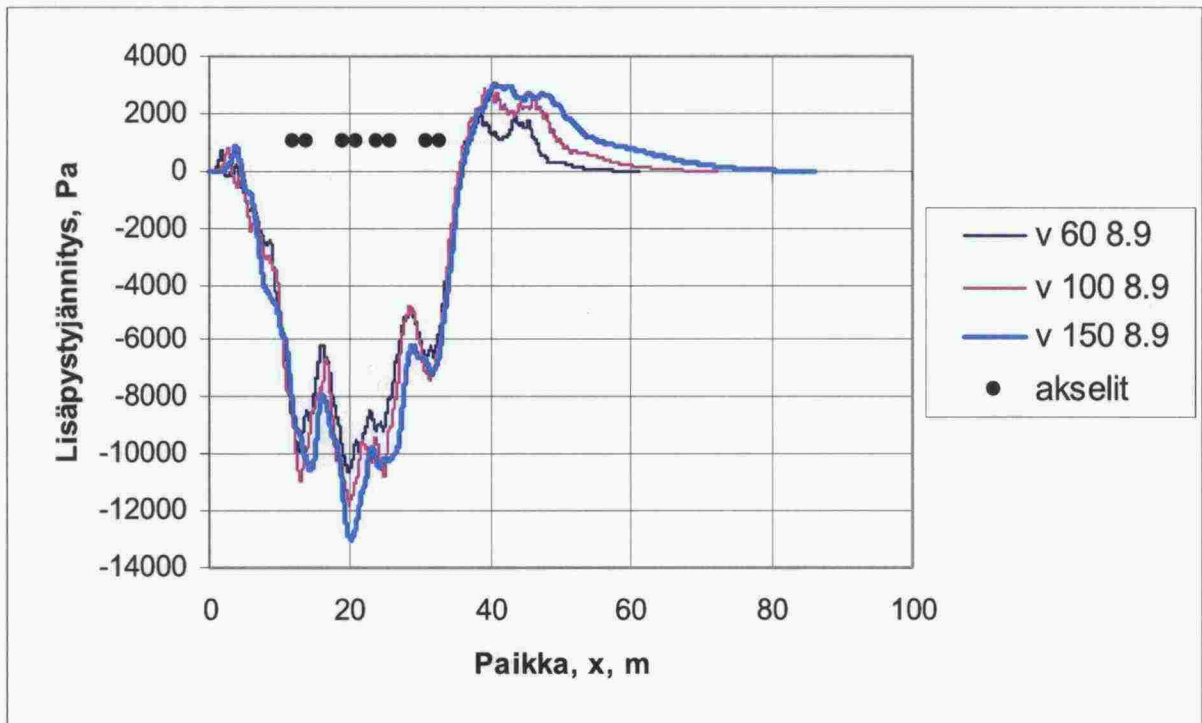
Kuva 15. Periaatekuva jännitystilojen (jännitystila ajan funktio) summauksesta. Kuormasta P1 aiheutuva jännitys tarkastelupisteessä (mustattu) alkaa näkyä ajanhetken t1 jälkeen. Kuormasta P2 ajassa aiheutuva jännitystila lisätään tarkastelupisteeseen jännitystilaan ajasta t2 lähtien ja seuraavilla kuormilla vastaavasti. Ajanhetken t5 jälkeen kuormasta P5 aiheutuva jännitystila ei enää näy tarkastelupisteessä.

Laskennassa saatuja tuloksia on havainnollistettu kuvissa 16 ja 17. Kuvassa 16 on esitetty tasolla 8.9 (kuivakuorisaven yläreunassa) junakuormasta aiheutuva pystysuuntainen lisäjännitys ajan funktiona eri junanopeuksilla. Kuvaan 16 on merkitty myös laskennassa käytetyt junan akselien paikat. Lisäpystyjännitys on negatiivisena puristusta.

Kuvassa 17 sama informaatio on esitetty paikan funktiona. Tällä tasolla 100 km tuntinopeudella suurin puristusjännitys on n. 11 % suurempi kuin 60 km tuntinopeudella ja 150 km tuntinopeudella n. 22 % suurempi kuin 60 km tuntinopeudella. On huomattava, että jännityslisäys ei ole vapaasti yleistettävissä. Mallinnuksessa käytetty Uudenkaupungin radan kohde edustaa paikkaa, jossa leikkausaallon nopeudet ovat hitaita. Jos maamateriaalin aaltoliikkeen etenemisnopeudet ovat suuria - esimerkiksi kantavat maapohjat - vastaavassa määrässä kuormavaikutusten kasvua junan nopeuden kasvaessa ei tapahdu.



Kuva 16. Lisäpystyjäännitys radan keskilinjalla ajassa ($x=0.2$ m) taso 8.9, 2 vaunua, nopeudet 60 (sininen, paksu viiva), 100 (ohut, musta viiva) ja 150 km/h (lila, katkoviiva).

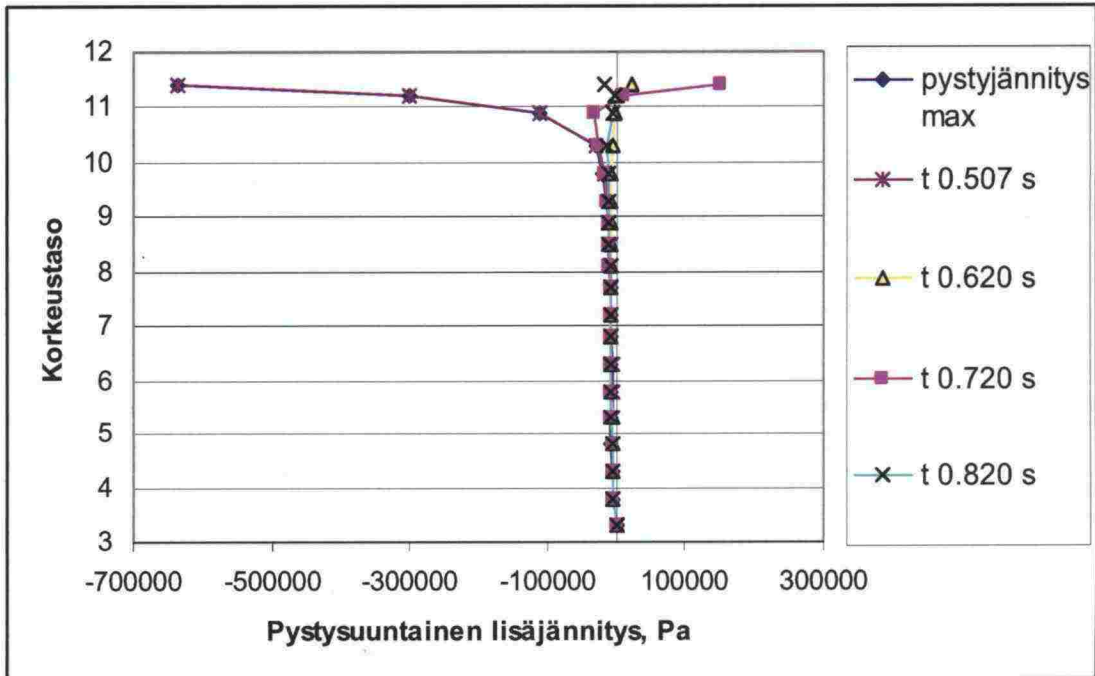


Kuva 17. Lisäpystyjäännitys paikassa radan keskilinjalla ($x=0.2$ m) tasolla 8.9, 2 vaunua, nopeudet 60, 100 ja 150 km/h.

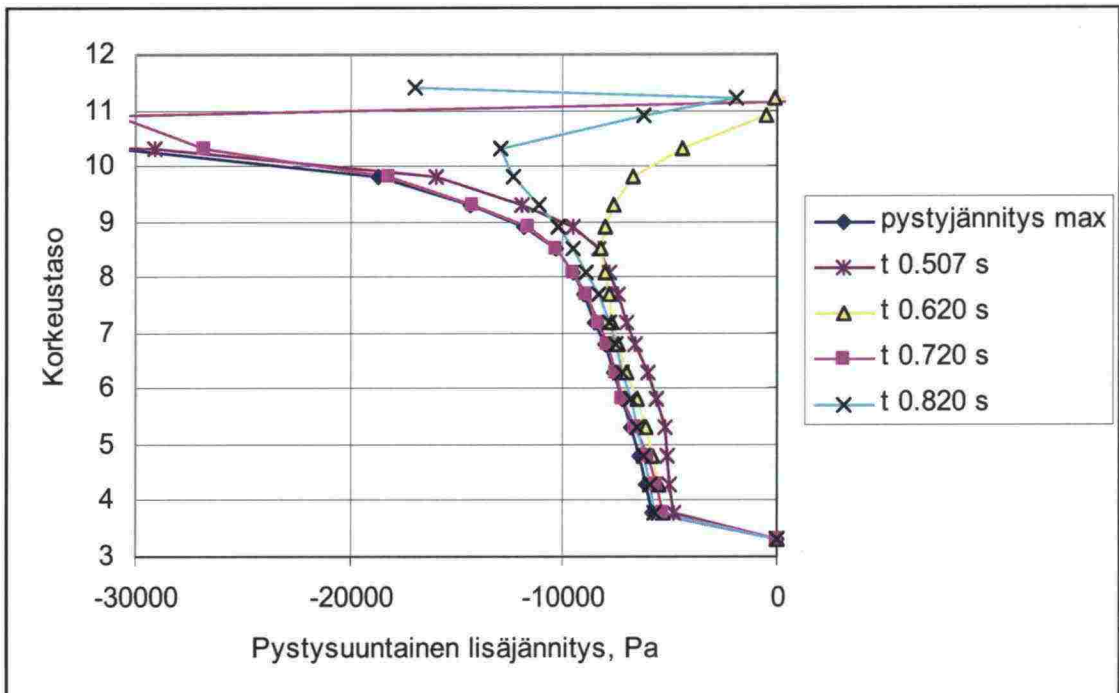
Kuvassa 18 on esitetty esimerkkinä pystysuuntainen lisäjäännitys radan keskilinjalla, 0,2 m päässä symmetrialinjasta junan nopeuden ollessa 100 km tunnissa. Kuvaan 18 on piirretty maksimi pystyjäännitys, joka on määritetty eri syvyyksillä olevien elementtien maksimiarvoina. Maksimiarvot voivat esiintyä eri syvyyksillä eri ajanhetkinä. Kuvassa 18 on esitetty myös muutamia ajanhetkiä vastaavat pystysuuntaisen lisäjäännityksen profiilit (sama ajanhetki kaikilla tarkastelusyvyyksillä). Kuvasta voidaan havaita, että

pystyjännitys voi olla myös positiivinen (vetoa) rakenteen yläosissa. Lineaarinen, kimmoinen malli ei mahdollista sen huomioimista, etteivät maassa vetojännitykset todellisuudessa pysty välittymään. Suurin puristusjännitys vastaa likimäärin tasoa, jota on käytetty APAS-ohjelmalla (kosketuspaine 800 kPa) pystysuuntaisten lisäjännitysten jakautumisen laskemiseen. Kuvassa 18 esitetty ajankohta $t=0,507$ s vastaa ajan hetkeä, jolloin puristusjännitys on ollut ylimmässä rakennetta kuvaavassa elementissä suurimmillaan.

Sama informaatio on esitetty yksityiskohtaisemmin kuvassa 19.

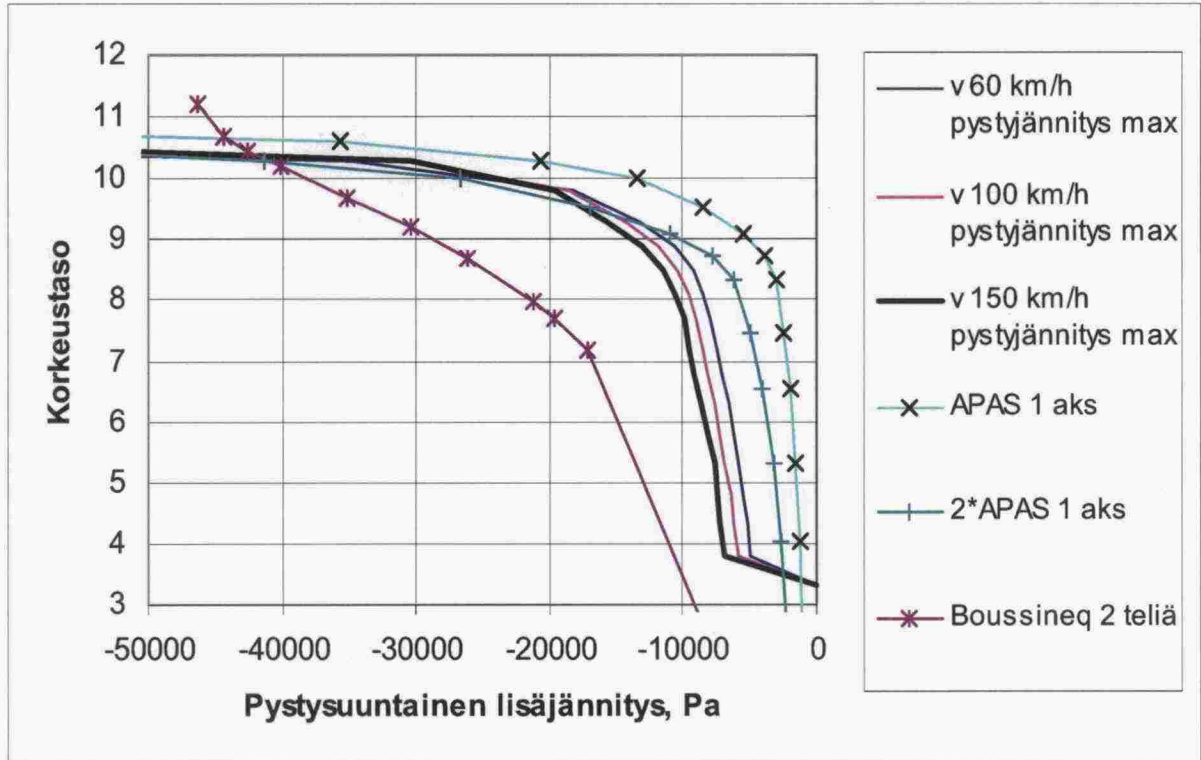


Kuva 18. Pystysuuntainen lisäjännitys 0,2 m päässä radan pituussuuntaisesta symmetrialinjasta. Junan nopeus 100 km/h.



Kuva 19. Pystysuuntainen lisäjännitys 0,2 m päässä radan pituussuuntaisesta symmetrialinjasta. Junan nopeus 100 km/h.

Kuvassa 20 on esitetty pystysuuntaisten lisäjännitysten jakautuma eri junan nopeuksilla 0,2 metrin päässä radan pituussuuntaisesta symmetrialinjasta. Kuvassa 20 on esitetty myös APAS-ohjelmalla laskettu pystysuuntaisen jännityksen jakautuma yhden akselin muodostamalla kuormalla sekä analyyttisesti Boussinesqin mukaan laskettu jännitysjakautuma, kun kahden telin kuorman on oletettu jakautuvan 3 m x 9 m alueelle. Kuvassa on esitetty myös APAS-tarkastelussa saatu tulos kerrottuna kahdella, joka vastannee likimäärin yhden telin kuormitusta.

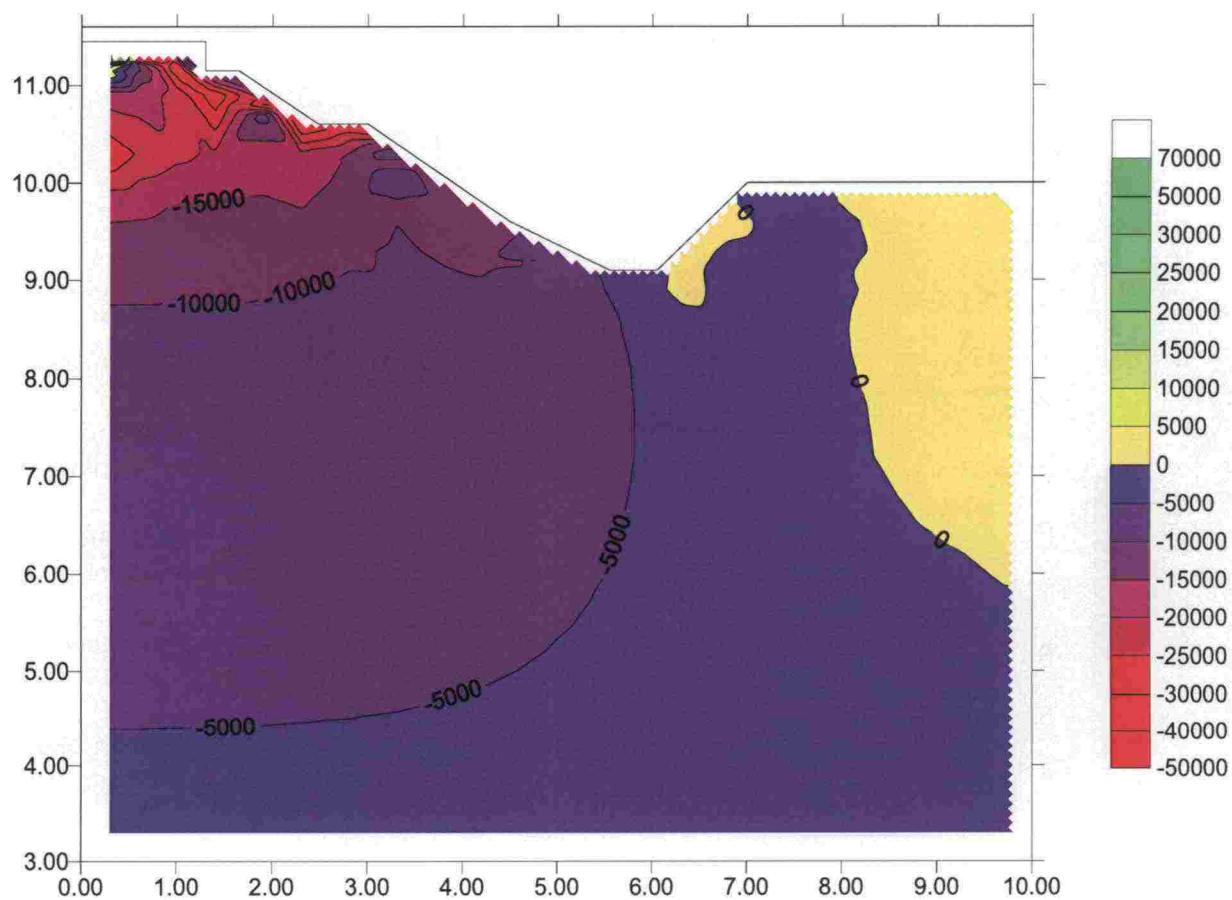


Kuva 20. Pystysuuntaisten lisäjännitysten jakautuma eri junan nopeuksilla 0,2 metrin päässä radan pituussuuntaisesta symmetrialinjasta sekä APAS-ohjelmalla ja Boussinesqin jännitysten jakautuma olettamuksilla tasaisesti kuormitetun laatan alla laskettu jännitysten jakautuma.

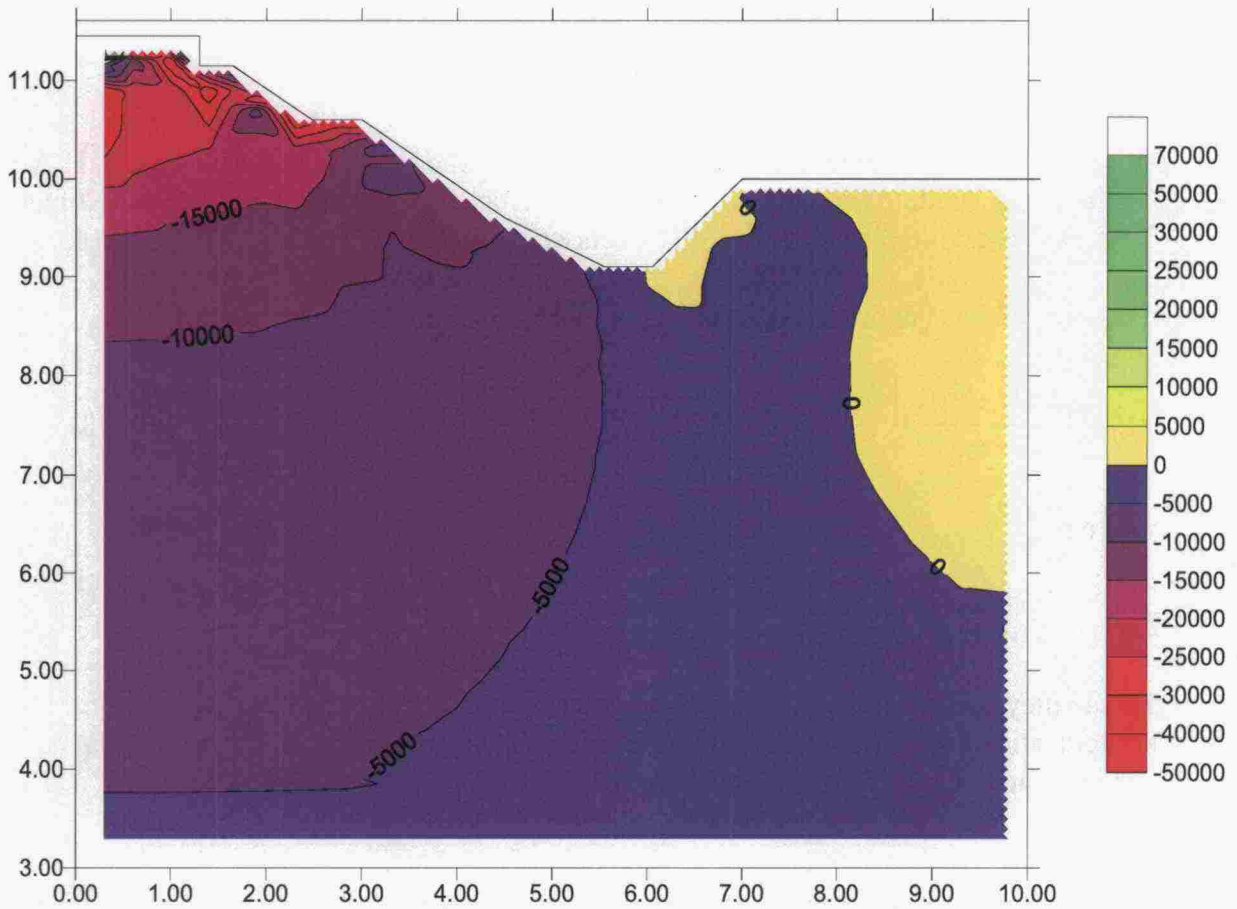
Kuvasta 20 havaitaan kuinka homogeenisen puoliavaruuden oletuksen mukainen Boussinesqin ratkaisu yliarvioi rasituksia syvemmällä maapohjassa ja lineaariseen kimmoteoriaan perustuva kerrosmalli (APAS-ohjelma) aliarvioi rasituksia maapohjassa. APAS-ohjelma on tienrakentamisen mekaaniseen mitoittamiseen perustuva ohjelma, jossa

- rakenne koostuu vaakasuorassa suunnassa äärettömyyteen ulottuvista kerroksista, joilla on vakiopaksuus ja joilla ei ole omaa piano; alin kerros ulottuu äärettömän syvälle alaspäin
- rakennekerroksen ominaisuuksia kuvataan kimmomoduulilla E , ja Poissonin luvulla ν
- materiaalit oletetaan lineaarisesti kimmoisiksi
- kaikki kerrokset ovat isotrooppisia ja homogeenisia sekä
- rakennekerrosten välillä niiden rajapinnoilla vallitsee täysi kitka.

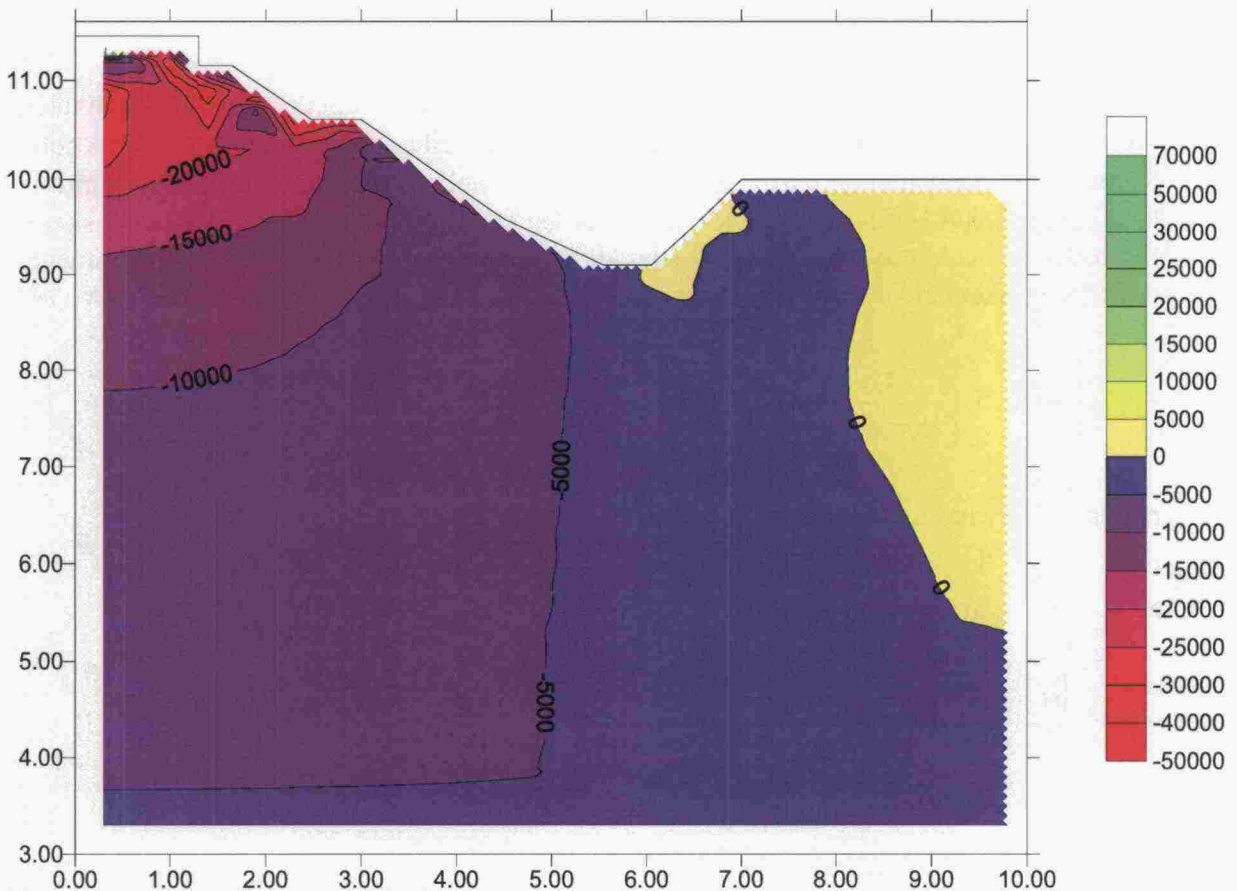
Kuvissa 21...23 on esitetty lisäpystyjännitysten tasa-arvokäyrät eri junanopeuksilla ajankohtina, jotka vastaavat kuvan 16 maksimijännityksiä ja kuvan 17 paikka-koordinaatin 20 m ajanhetkeä.



Kuva 21. Junakuorman aikaansaaman pystyjännityksen jakautuman tasa-arvokäyrät. Jännitykset ovat laadussa [Pa]. Junan nopeus 60 km/h, ajankohta 1.200 s.



Kuva 22. Junakuorman aikaansaaman pystyjännityksen jakautuman tasa-arvokäyrät.
Junan nopeus 100 km/h, ajankohta 0,720 s.



Kuva 23. Junakuorman aikaansaaman pystyjännityksen jakautuman tasa-arvokäyrät.
Junan nopeus 150 km/h, ajankohta 0,480 s.

5.2.4.2 Huokospaineen kumuloitumisen laskenta

Huokospaineen kumuloitumisen laskenta pohjautuu Langon väitöskirjaan /Lango, H. V, Cyclic shear modulus of natural intact clays. Doctor of Engineering Thesis. Norges Tekniske Högskole, Trondheim. 1991./ Teoriaa on uudelleen käsitelty kohdassa 5.1.

Syklinen leikkausjännitys lasketaan kaavalla (3)

$$\tau_{cyi} = \frac{|\Delta\sigma 1_i - \Delta\sigma 3_i|}{4} \quad (3)$$

τ_{cyi} on syklinen leikkausjännitys pisteessä i
 $\Delta\sigma 1_i$ kuormituksesta aiheutuva suurimman pääjännityksen lisäys pisteessä i
 $\Delta\sigma 3$ kuormituksesta aiheutuva pienimmän pääjännityksen lisäys pisteessä i

Tässä yhteydessä syklinen leikkausjännitys laskettiin kuitenkin suorakulmaisen koordinaatiston jännityskomponenttien avulla oktaedrisena leikkausjännityksenä ja kahdella jaettuna:

$$\tau_{cyi} = \frac{\tau_{oct}}{2} \quad (4)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

Savimateriaaleilla huokospaine kerroin ru pisteessä i lasketaan kaavalla (6) käyttäen apuna keskimääräistä jännitystä kaava (7) sekä kaavalla (8) määritettävää attraktiota. Kaavan (6) vuorosuhteen taustalla on Norjan Trondheimin lievästi ylikonsolidoitunut ja keskijäykkä savi - Glava clay. Keskimääräinen jännitys on tässä yhteydessä laskettu pisteessä i vaikuttavien geostaattisten jännitysten sekä lisäjännitysten summana. Attraktio lasketaan koheesion ja kitkakulman avulla kerroskohtaisesti (staattisia arvoja).

$$ru_i = \left[-18.75 \cdot \left[\frac{\tau_{cyi}}{(\sigma m_i + a_i)} \right] + 4.8333 \right] \quad (6)$$

ru_i on huokospaine kerroin pisteessä i
 σm_i keskimääräinen jännitys pisteessä i
 a_i attraktio pisteessä i

$$\sigma m_i = \frac{(\sigma_{xi} + \sigma_{yi} + \sigma_{zi} + \Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi} + \Delta\sigma_{zi})}{3} \quad (7)$$

σm_i on keskimääräinen jännitys pisteessä i

$$a = c \cdot \tan \varphi \quad (8)$$

a on attraktio
c koheesio
 φ materiaalin kitkakulma

Tekijä $N0_i$ lasketaan kaavalla (9) edelleen vastaten Glava clayn mitattuja ominaisuuksia.

$$N0_i = \begin{cases} -1602.3 \cdot \frac{\tau_{cyl}}{(\sigma m_i + a_i)} + 144.27, \text{ jos } \frac{\tau_{cyl}}{(\sigma m_i + a_i)} < 0.0841 \\ 9.45, \text{ jos } \frac{\tau_{cyl}}{(\sigma m_i + a_i)} \geq 0.0841 \end{cases} \quad (9)$$

$N0_i$ on tekijä, joka huomioi kuorman toistuvuuden vaikutuksen huokospaineen kumuloitumiseen

Pisteessä i kumuloitunut huokospaine lasketaan kaavalla (10)

$$ucuj_i = \left(\frac{4 \cdot t_{cyl}}{ru_i} \right) \cdot \ln \left[\frac{(N0_i + N)}{N0_i + 1} \right] \quad (10)$$

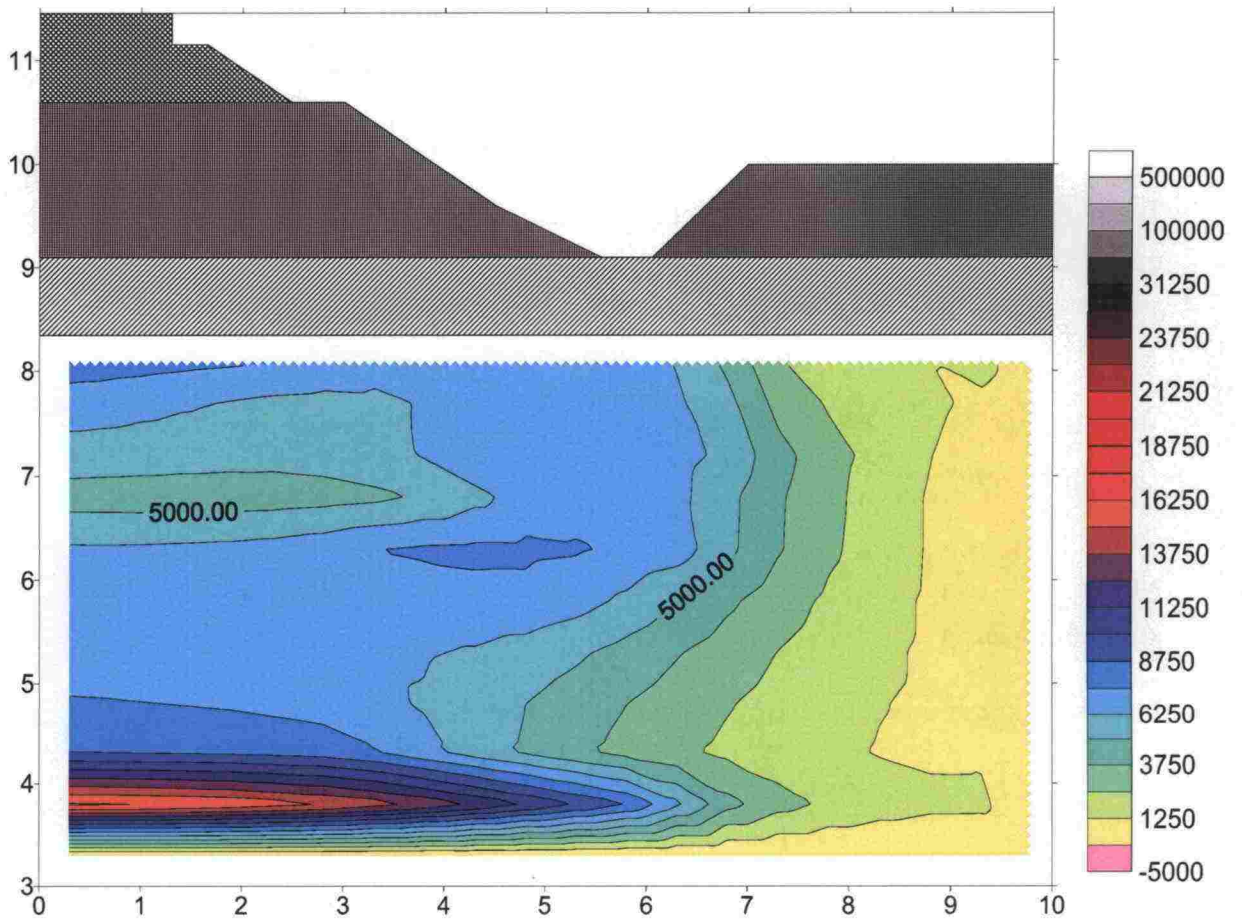
N on kuormituskertojen lukumäärä

Tässä yhteydessä suoritetuissa tarkasteluissa on käytetty $N=100$, mikä siis vastaa 50 tavarajunavaunun telien kuormitussykliä lukumäärää

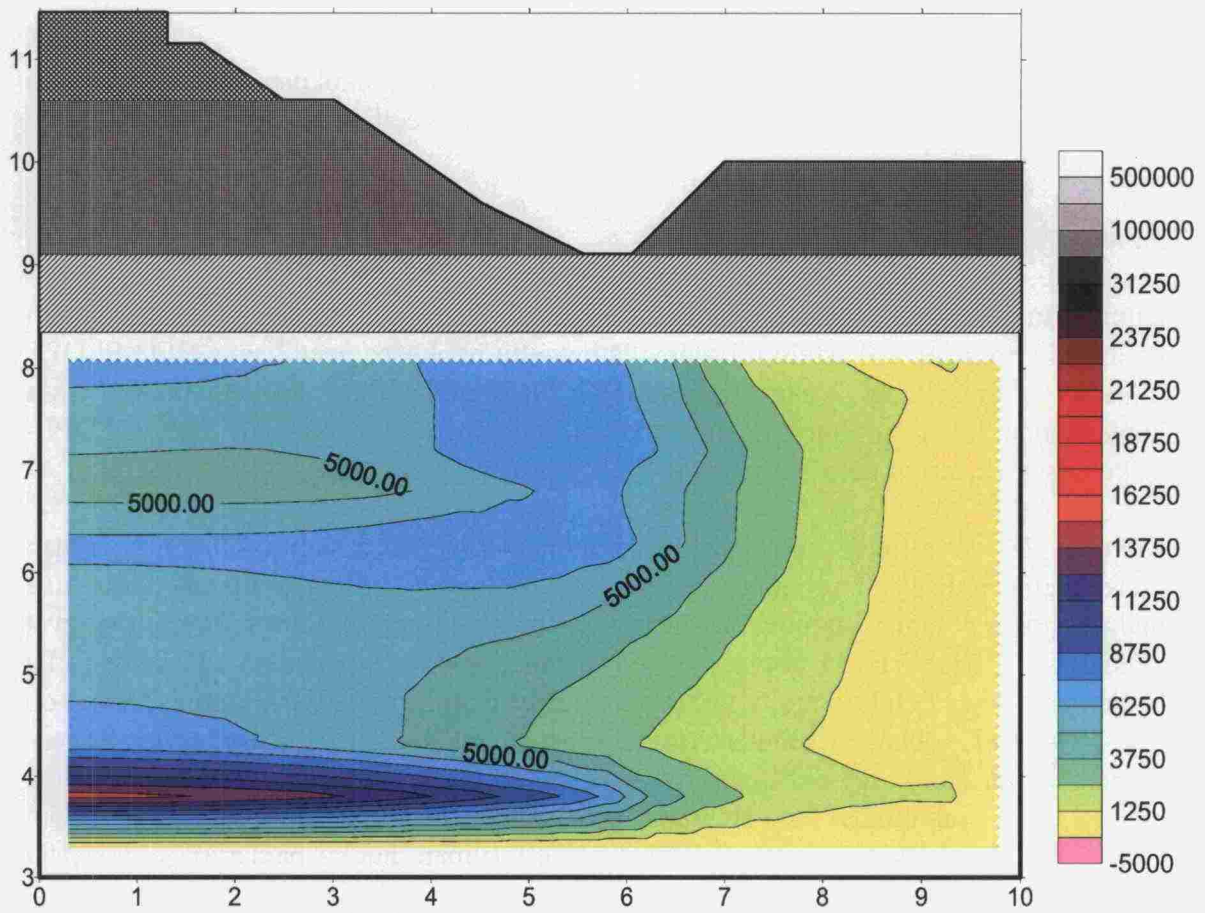
Kumuloituvan huokospaineen laskenta suoritettiin Microsoftin Access-tietokanta-ohjelmalla. Tietokantaan ajettiin ABAQUS-laskentamallin jokaista tietojenkeruupistettä vastaava informaatio, joka oli saatu kahden vaunun kahdeksan akselin kuormitukset edellä esitetyllä tavalla summattuna yhden millisekunnin aikainkrementtein laskettuna junanopeuksilla 60, 100 ja 150 km/h.

5.4.4.3 Huokospainejakautuma

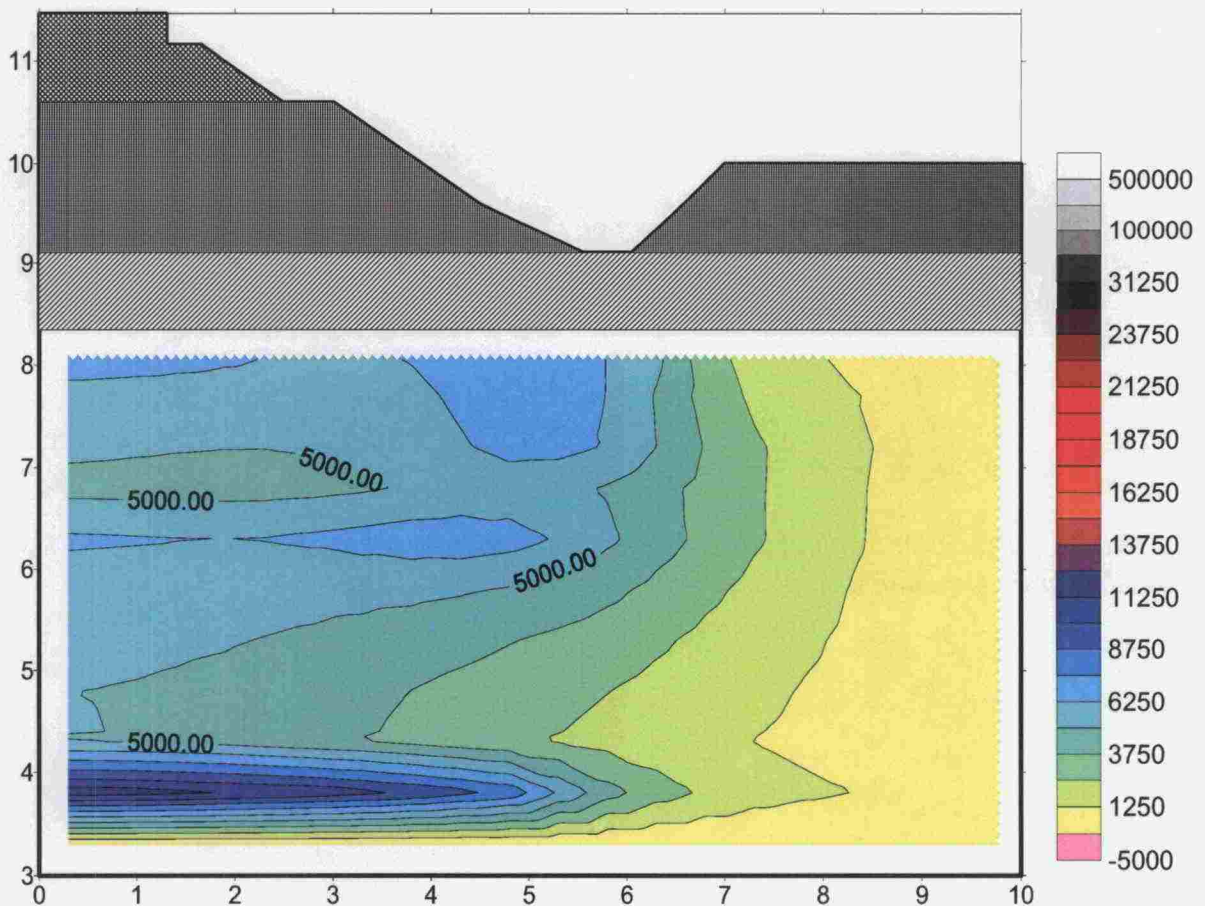
Kumuloitunut huokospainejakautuma laskettiin edellä esitetyllä menettelyllä. Kumuloitunut huokospaine on määritetty tässä yhteydessä poikkileikkauksen elementeissä esiintyvänä maksimihuokospaineena. Huokospaineen jakautumat junan eri nopeuksilla on esitetty kuvissa 24...26. Kuvista voidaan havaita kumulatiivisen huokospaineen arvojen olevan hieman suurempia alhaisemmilla nopeuksilla kuin suuremmilla nopeuksilla. Junanopeuden ollessa 60 km/h huokospaineen arvot penkereen alla ovat maksimissaan (tason + 5 yläpuolisessa osuudessa) välillä 6250...8750 Pa, junanopeuden ollessa 100 km/h 6250...7500 Pa ja junanopeuden ollessa 150 km/h etupäässä välillä 5000...6250 Pa. Mallinnetussa kohteen pohjasuhteissa penkereen alapuolella on kuivakuorisaveksi tulkittu osuus, jonka ylikonsolidoitumisen johdosta siihen ei oletettu syntyvän kumuloituvaa huokospainetta. Mikäli kerros olisi ollut normaalisti konsolidoitunutta savea, olisi kaavojen (6) ja (9) empiirisillä vuorosuhteilla saatu kerrokseen erittäin suuri huokospaineen kasvu.



Kuva 24. Kumulatiivinen huokospainejakautuma laadussa [Pa] (huokospaineen maksimiarvot) junanopeudella 60 km/h, kaksi vaunua, telikuorma 625 kN.



Kuva 25. Kumulatiivinen huokospaine jakautuma (huokospaineen maksimiarvot) junanopeudella 100 km/h, kaksi vaunua, telikuorma 625 kN



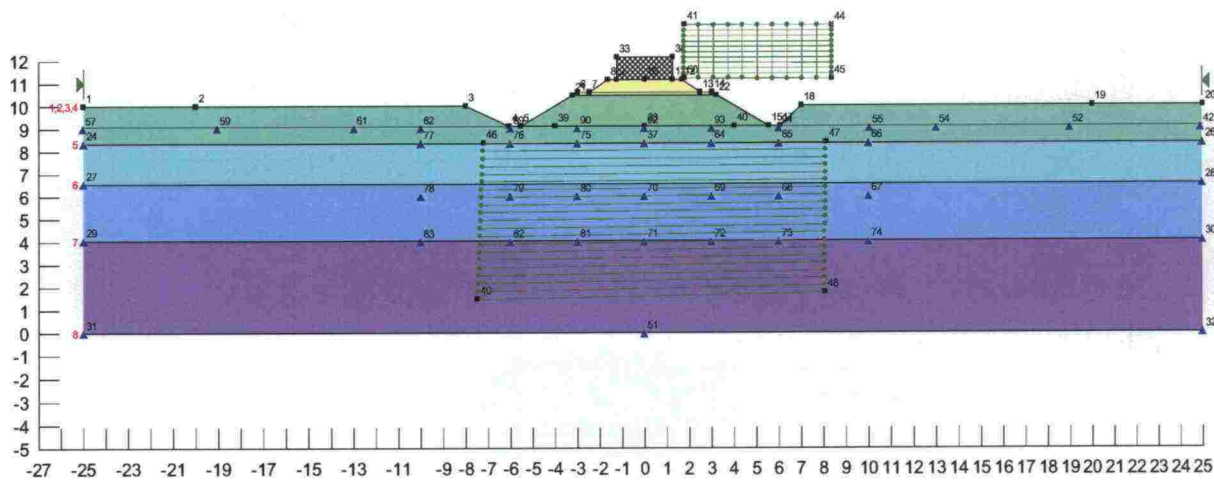
Kuva 26. Kumulatiivinen huokospaine jakautuma (huokospaineen maksimiarvot) junanopeudella 150 km/h, kaksi vaunua, telikuorma 625 kN

Kuvissa 24...26 noin 4 m:n korkeudella havaittavissa oleva huokospaineen paikallinen kasvu johtuu numeerisen mallin läpäisevän reunan puutteellisesta toiminnasta eikä ole siten "todellista".

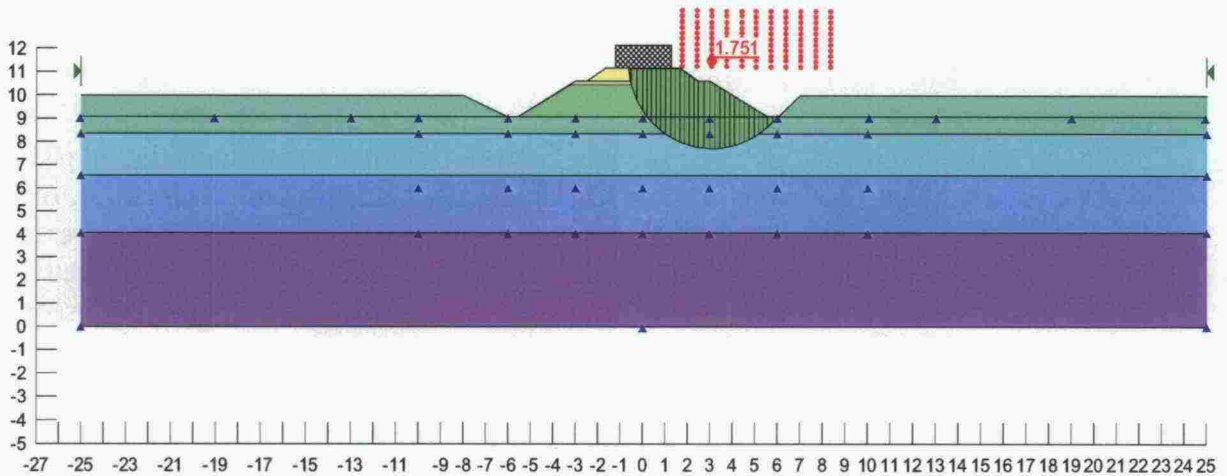
5.2.4.4 Vaikutus varmuuskertoimeen

Kumuloituneen huokospaineen vaikutusta tehokkailla lujuusparametreilla laskettuun varmuuskertoimeen tarkasteltiin lisäämällä havaittu huokospaineen lisäys GEO-SLOPE -ohjelmalla suoritettua vakavuustarkastelun laskentamalliin. Laskentamalli, jossa huokospaine kuvataan huokospaineverkolla, on esitetty kuvassa 27. GEO-SLOPE-laskelmissa käytetty kuormitus on ollut 44 kN / radan leveys metri.

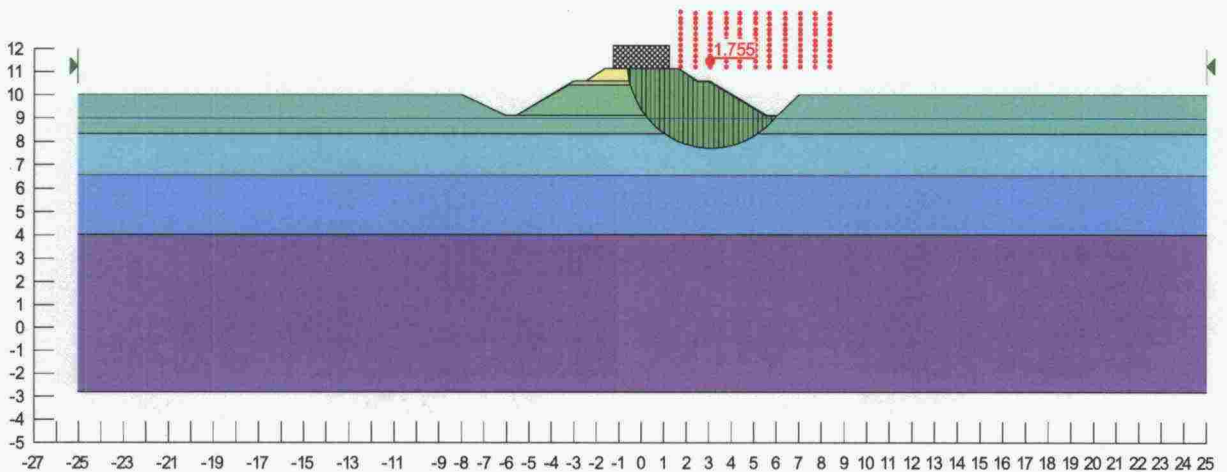
Kuvassa 28 on esitetty huokospainejakautumaa käyttäen laskettu liukupinta ilman huokospaineen lisäystä (ei junakuormaa) ja kuvassa 29 vastaava tilanne laskettuna mallilla, jossa pohjaveden pinta on kuvattu yhtenäisenä pintana. Varmuuskertoimet ovat näissä $F=1,751$ ja $F=1,755$. Kuvassa 30 on tilanne, jossa junakuormasta aiheutuva 5 kPa huokospainelisäys on huomioitu tasan jakautuneena penkereen alla. Varmuuskertoimen arvot on tässä $F=1,617$. Nämä varmuuskertoimen arvot on määritetty Morgenstern-Price-menetelmällä. Huokospainelisäyksen vaikutus varmuuskertoimeen on 0,134 yksikköä eli 7,7 %. Liukupinnat molemmissa tarkastelutapauksissa ovat samat. Bishopin menetelmällä varmuuskertoimet olivat $F=1,749$ (ilman huokospainetta) ja $F=1,603$ (huokospaine huomioituna).



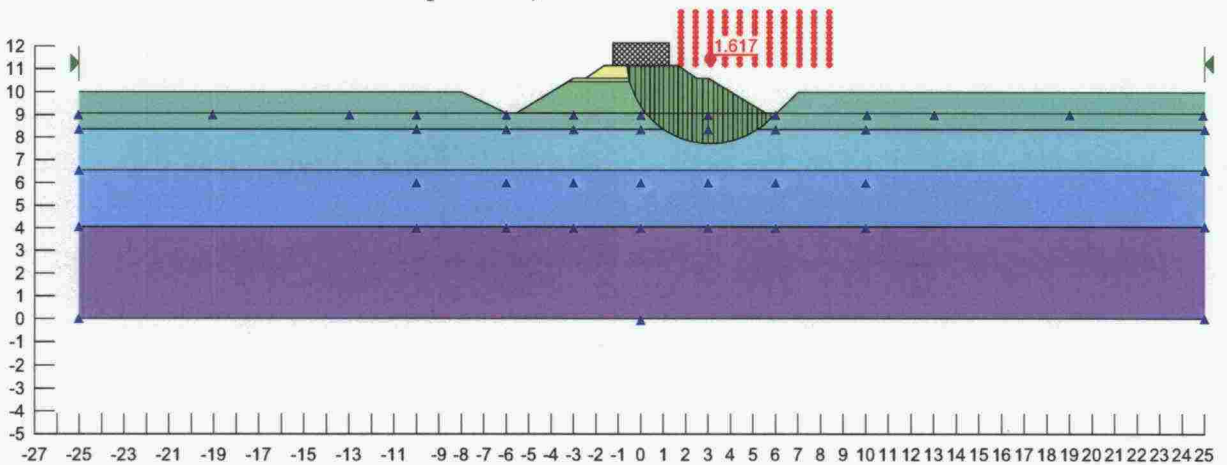
Kuva 27. GEO-SLOPE -ohjelmassa käytetty huokospaineverkon sisältämä laskentamalli. Turku-Uusikaupunki pl 222+600.



Kuva 28. Huokospainejakautumaa käyttäen laskettu liukupinta ilman huokospaineen lisäystä (ei junakuorman aiheuttamaa lisähuokospainetta).



Kuva 29. Tavanomaisella pohjavedenpinta otaksumalla laskettu liukupinta (ei juna-kuorman aiheuttamaa lisähuokospainetta).



Kuva 30. Varmuuskerroin 5 kPa:n huokosylipaineella Turku–Uusikaupunki pl 222+600 laskentamallissa. Huokosylipaine on annettu ojien välissä olevan savikerroksen 1 yläpinnassa, savikerroksessa 2 ja tasolla 4 oleville huokospaineverkon pisteille. Muiden pisteiden huokospaine vastaa staattista huokospainetta.

Laskentaesimerkin tapauksessa, jossa penkereen alapuolella on kuormaa jakava kuiva-kuorikerros ja jossa kumulatiivinen huokospaineen kasvu on varsin rajallinen, merkitys varmuuteen on varsin pieni.

5.2.5 Huokospainelaskelmien laajennus

Edellä on tarkasteltu yhtä pohjaolosuhdetta numeerisen mallinnuksen keinoin pää-tavoitteena ongelman hahmottaminen. Käytännön kohteiden mitoittaminen ei ole mahdollista käytettyjä, varsin monimutkaisia analysointitapoja noudattaen. Seuraavassa esitetään edellä kuvatusa menettelystä yksinkertaistettu, mutta samalla likimääräistetty, käytäntöön soveltuvaksi tarkoitettu menettely huokospaineriskin likimääräiseen arviointiin.

5.2.5.1 Huokospaineen kasvu dynaamisessa kuormituksessa - teoriaa

Dynaamisessa ja toistuvassa kuormituksessa suljetussa tilassa toimivassa maassa huokospaine vaihtelee dynaamisen kuormituksen tahdissa. Dynaamisen huokospaineen suuruutta voidaan kuvata huokospainekertoimen \bar{A}_{dyn} avulla (11).

$$\bar{A}_{dyn} = \frac{u_d^{dyn}}{\sigma_d^{dyn}} \quad (11)$$

missä

u_d^{dyn} on dynaaminen huokospaineamplitudi

σ_d^{dyn} on dynaamisen kuormituksen aikaansaama deviatorinen jännitys

Skemptonin mukaan staattisessa kuormituksessa syntyvä huokospaineen kasvu Δu on esitettävissä kaavalla (12). Huokospaineen syntyminen riippuu siis lisäjännityksen aikaansaamasta pienimmästä pääjännityksestä $\Delta\sigma_3$ sekä deviatorisesta jännityksestä $\Delta\sigma_d (= \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)$.

$$\Delta u = B(\Delta\sigma_3 + A \cdot \Delta\sigma_d) = B\Delta\sigma_3 + \bar{A} \cdot \Delta\sigma_d \quad (12)$$

missä

$$\bar{A} = A \cdot B$$

Vastaavalla tavalla voidaan määrittää dynaamisen kuorman aikaansaaman dynaamisen hydrostaattisen jännityksen muutoksen aikaansaama dynaaminen huokospaine, kaava (13)

$$B_{dyn} = \frac{u_3^{dyn}}{\sigma_3^{dyn}} \quad (13)$$

u_3^{dyn} on dynaaminen huokospaineamplitudi dynaamisesta hydrostaattisesta jännityksestä

σ_3^{dyn} on dynaaminen hydrostaattinen jännitys

ja edelleen (14)

$$A_{dyn} = \frac{\bar{A}_{dyn}}{B_{dyn}} \quad (14)$$

Normaalisti konsolidoituneilla savilla teoreettinen staattinen huokospainekerroin on $B = 1.0$ ja myös dynaaminen huokospainekerroin on $B_{dyn} = 1.0$. Lineaarisesti kimmoisen materiaalin suhteen sekä staattinen että dynaaminen huokospainekerroin saa arvon 0.33 ($A = A_{dyn} = 0.33$).

Tällöin dynaaminen huokospaine on seurausta dynaamisesta hydrostaattisesta jännityksestä ja dynaamisesta deviatorisesta jännityksestä eli (olettamuksella $\sigma_2 = \sigma_3$) keskimääräisistä dynaamisista pääjännityksistä, kaava (15)

$$u^{dyn} = \sigma_3^{dyn} + \frac{1}{3} \cdot \sigma_d^{dyn} = \frac{1}{3} (\sigma_1^{dyn} + \sigma_2^{dyn} + \sigma_3^{dyn}) = \sigma_m^{dyn} \quad (15)$$

Jos suljetussa tilassa normaalisti konsolidoituneeseen saveen kohdistetaan toistuva, nopea (dynaaminen, syklinen) kuormitus, voi saveen kehittyä myös pysyvää, kuormitustoistoissa kumuloituvaa huokosylipainetta. Huokosylipaineen syntymisen seurauksena varmuuskerroin pienenee ja mobilisoitumisaste kasvaa. Mobilisoitumisasteella tarkoitetaan käyttötilassa vaikuttavan leikkausjännityksen suhdetta murtoa (myötöä) vastaavaan leikkauslujuuteen. Voimakkaasti ylikonsolidoituneessa savessa kuormitustoistoista ei seurauksena ole huokospaineen kasvua vaan yleensä seurauksena on huokospaineen pienentymistä. Saven ominaisuuksilla on siten suuri merkitys siihen, miten saven leikkauslujuus ja huokospaine toistokuormituksissa kehittyy.

Laboratoriokokeilla on havaittu, että keskimääräinen kumuloituva huokospaine Δu on likimäärin suoraan verrannollinen kuormitusmäärän logaritmiin ($\log(N)$), kun mobilisoitumisaste ($1/F$) on pieni ($1/F < 0.6$ eli $F > 1.67$). Suuremmilla mobilisoitumisasteilla kumulatiivinen huokospaine kasvaa logaritmista oletusta nopeammin.

Janbu on esittänyt otettavaksi käyttöön huokospainevastus-käsitteen (R_u) kuvaamaan huokospaineen riippuvuutta kuormituskertaluvusta N , kaava (16).

$$R_u = \frac{dN}{du} \cdot \sigma_d^{dyn} \quad (16)$$

Ottamalla käyttöön huokospaineen vastusluku r_u ja määrittelemällä se muotoon (17)

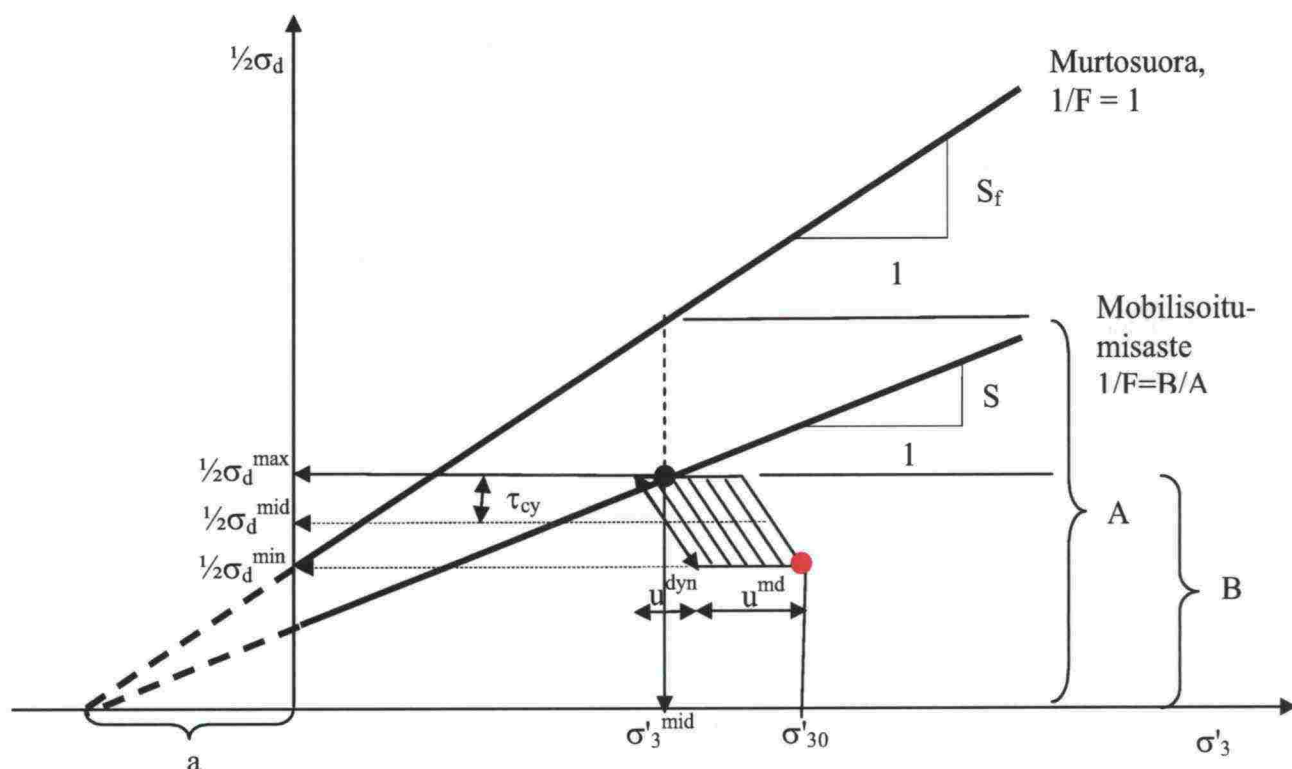
$$R_u = r_u \cdot N \quad (17)$$

saadaan logaritmisesti kuormituskertaluvun suhteen kasvava kumulatiivinen huokospaine laskettua kaavalla (18).

$$u = \frac{\sigma_d^{dyn}}{r_u} \cdot \ln(N) \quad (18)$$

missä

huokospaineen vastusluku r_u riippuu materiaalityypistä - lähinnä materiaalin ylikonsolidoitumisasteesta OCR- sekä mobilisoitumisasteesta. Kuvassa 31 on esitetty huokospaineen kasvun vaikutuksia deviatorisen jännityksen σ_d ja tehokkaan, hydrostaattisen jännityksen σ'_3 määäämässä koordinaatistossa.

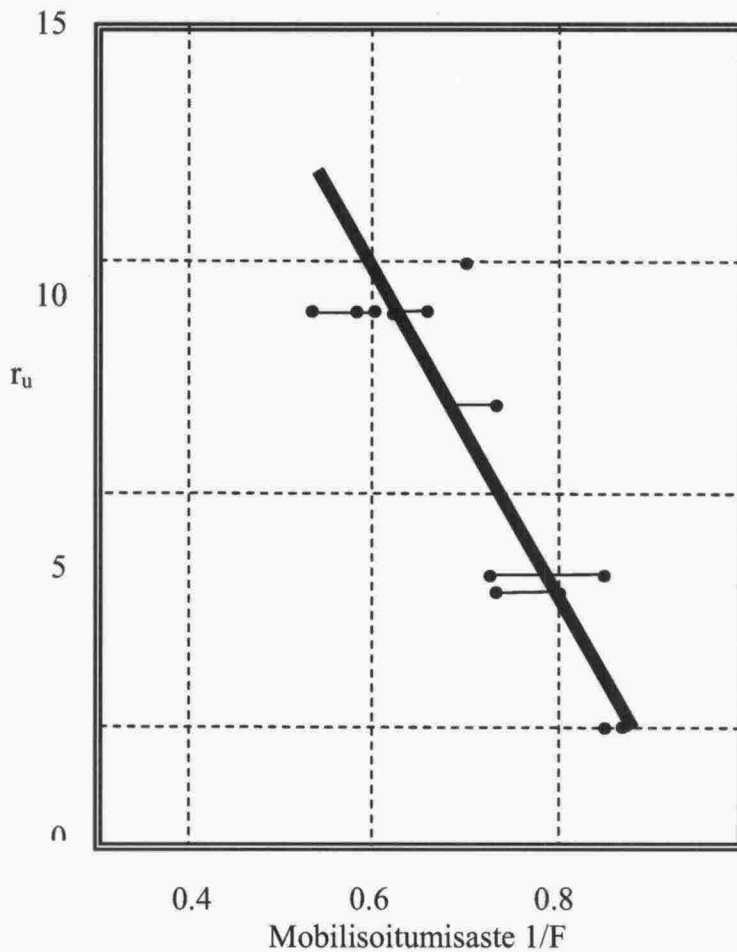


Kuva 31. Käsitteet ja mobilisoitumisaste

Laboratoriokokeiden perusteella on osoittautunut käytännölliseksi laajentaa kaavan (18) loppuosaa muotoon (19), jolloin mobilisoitumisasteen ja kuormituskertaluvun suhteen logaritmisesta kasvusta poikkeavat havainnot voidaan kuormituskertaluvun sekä mobilisoitumisen suhteen selittää myös paloittain.

$$u = \frac{\sigma_d^{dyn}}{r_u} \cdot \ln\left(\frac{N + N_0}{1 + N_0}\right) \quad (19)$$

Nyt on huomattava, että parametrit r_u ja N_0 voidaan tulkita maan parametreiksi. Itse asiassa ne ovat laboratoriokokeen huokospaineen kehittymisen mallin parametreja, eivätkä ne ole kuormituksen aikana vakioita. Vastusluku r_u pienenee (ja N_0 kasvaa) toistokuormituksen aikana johtuen siitä, että käynnistyvä huokospaine kasvattaa mobilisointisastetta, joka puolestaan edelleen kasvattaa huokospaineen kumulatiivista kasvua. Kuvassa 32 on näytetty, kuinka vastusluku r_u pienenee mobilisointisasteen kasvaessa yhdelle testatulle savelle.



Kuva 32. Vastusluvun r_u muuttuminen mobilisointumisasasteen funktiona Laden savella /Horvli/.

Esimerkki huokospainelaskemista

Oletukset:

- materiaali on Laden savea, jonka r_u noudattaa kuvan 32 vuorosuhdetta mobilisointumisasasteen funktiona
- materiaalin tehokas kitkakulma $\varphi=20$ astetta ja koheesio on $c=15 \text{ kN/m}^2$ eli attraktio $a = c/\tan\varphi = 15/\tan(20^\circ) = 41,2 \text{ kPa}$
- tarkastelupisteessä vallitseva horisontaalijännitys $\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$
- deviatorinen, dynaaminen jännitys $\sigma_d (= \sigma_1 - \sigma_3)$ vaihtelee välillä $38 \dots 63 \text{ kN/m}^2$, eli $\sigma_d^{\min} = 38 \text{ kPa}$ ja $\sigma_d^{\text{dyn}} = 25 \text{ kN/m}^2$
- staattinen vallitseva huokospaine $u_{st} = 30 \text{ kN/m}^2$

Dynaaminen, hetkellisen huokospaineen oletetaan noudattavan 1/3-sääntöä

$$u^{\text{dyn}} = 1/3 \cdot \sigma_d^{\text{dyn}} = 1/3 \cdot 25 = 8 \text{ kN/m}^2$$

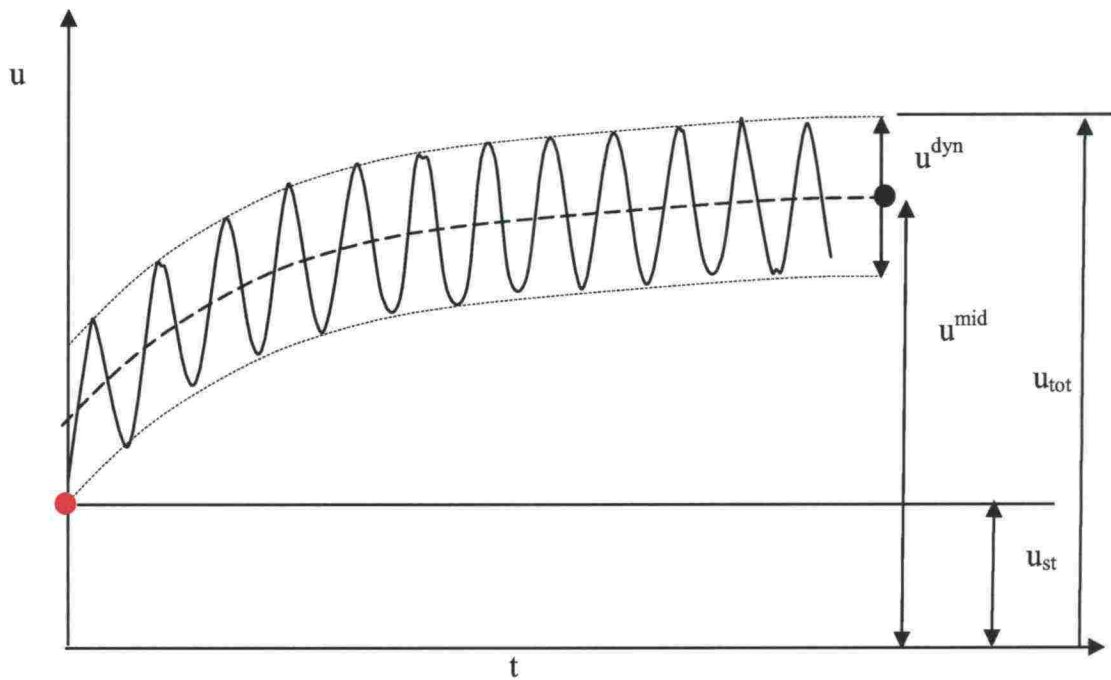
Kumuloituvan huokospaineen lähtöarvo 1. kuormituksella saa siten arvon (kuva 32)

$$u_{N=1}^{\text{mid}} = u_{st} + 1/2 \cdot u^{\text{dyn}} = (30+4) = 34 \text{ kN/m}^2$$

Tällöin

$$1/2 \sigma_d^{\text{max}} / (\sigma_3 + a) = 1/2 \cdot (38+25) / (100+41) = 0.22 \text{ ja}$$

$$u_{N=1}^{\text{mid}} / (\sigma_3 + a) = 34 / (100+41) = 0.24$$



Kuva 33. Huokospainekäsitteet.

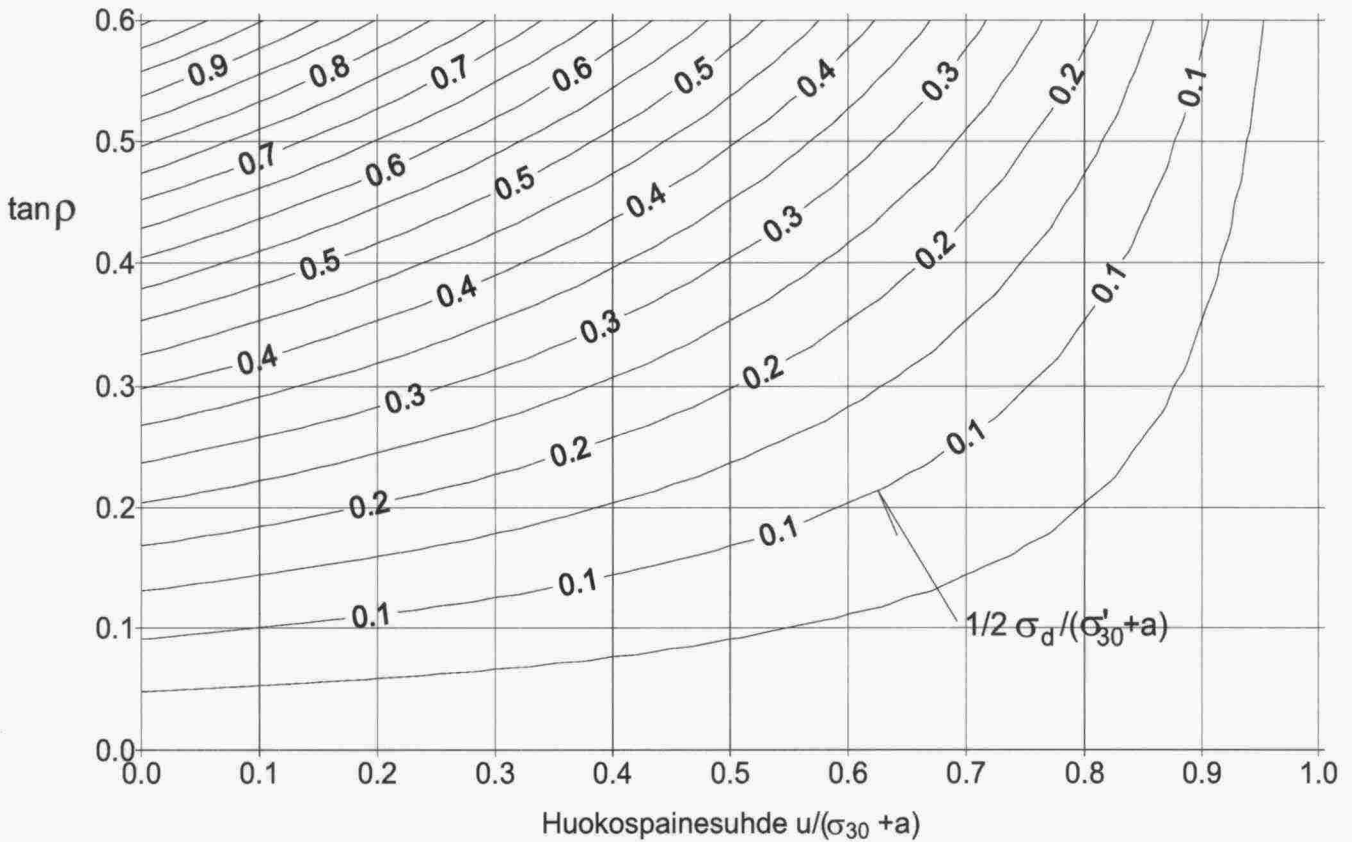
Mobilisoitumisaste voidaan kuvan 31 merkinnöillä määrittää kuvan 34 diagrammista.

Saadaan: $\tan \rho = 0.24$

eli

$$1/F = \tan \rho / \tan \varphi = 0.24 / 0.36 = 0.67$$

Kuvan 32 materiaaliolettamuksilla saadaan nyt $r_u = 7$.



Kuva 34. $\tan \rho$ laskenta.

Oletetaan $N_0 = 10$ ja tarkastellaan huokospaineen kasvua välillä $N=1 \dots 1000$.

Huokospaineen kumulatiivinen kasvu ratkaistaan

$$\Delta u_{N=1 \dots 1000} = \frac{\sigma_d^{dyn}}{r_u} \ln \frac{N + N_0}{1 + N_0} = \frac{8}{7} \ln \frac{1000 + 10}{1 + 10} = 5.2 \text{ kPa}$$

Kokonaishuokospaineeksi saadaan

$$u_{tot} = 34 + 5.2 = 39.2 \text{ kN/m}^2$$

eli

$$u/(\sigma_{30} + a) = 39.2/(100 + 41) = 0.28 \text{ (ja } \frac{1}{2} \sigma_d^{max}/(\sigma'_{30} + a) = \frac{1}{2} \cdot (38 + 25)/(100 + 41) = 0.22 \text{)}$$

siis (kuvasta 34)

$\tan \rho = 0.25$, joka on likimain sama kuin edellä eli iteraatio ei ole tarpeen.

Huokospaineen kasvu ei vaikuta mobilisoitumisasteeseen, joksi jää $1/F = \tan \rho / \tan \varphi = 0.25 / 0.36 = 0.72$.

Määrittämiä huokospaineen kumulatiiviseen kasvuun vaikuttavista tekijöistä

Oheiseen taulukkoon 5 on koottu eri julkaisuista löydettyjä mittaustuloksia huokospaineen kasvun parametreista r_u ja N_0 . Koska käytössä on edellä kaavojen (16)–(19) muotoon puettuja parametreja valmiina varsin vähän, voidaan syystäkin kysyä, missä määrin ao. kaavat ja parametrit ovat sovellettavissa käytännön olosuhteisiin. Vastausta ei tiedetä tällä hetkellä. Vaativissa kohteissa parametrit r_u ja N_0 tulisi kyetä määrittämään dynaamisin kolmiaksauslaittein edustavasti kyseisiin kohteisiin.

Taulukko 5. Kooste harvoista julkaistuista r_u ja N_{10} arvoista kirjallisuudessa.

	Syvyys, m	w, %	s_u , kPa	σ_{30} , kPa	σ_d^{\min} , kPa	σ_d^{dyn} , kPa	Mobilisaatio 1/f	N_{alku}	N_{loppu}	N_0	r_u
savi, /1/	9.35	32		100	38	25	0.57	10000	500000	1000	9.0
savi, /1/	9.45	33	24	100	38	25	0.58	10000	40000	1500	9.0
savi, /1/	9.45	33	24	100	38	38	0.7	1000	10000	3000	7.0
savi, /1/	9.45	33	24	100	38	38	0.77	10000	40000	30000	3.0
savi, /1/	9.45	33	24	100	38	44	0.93	1	10000	1000000	0.0
savi, /1/	9.65	33	30	100	38	38	0.65	1	1000	100	10.0
savi, /1/	9.65	33	30	100	38	38	0.77	1000	10000	20000	3.4
savi, /1/	9.65	33	30	100	38	38	0.93	10000	200000	1000000	0.0
savi, /1/	4.65	25		100	38	25	0.64	1	400000	200	9.0
savi, /1/	9.75	34	23	25	13	25	0.89	1	200000	0	50.0
savi, /1/	9.65	35	22	25	13	25	0.84	1	40000	2000	30.0
savi, /1/	9.75	34	23	25	13	25	0.58	1	1000000	100	28.0
savi, /2/	9.35	30	35	202	105	30		1	1450	66	3.6
savi, /2/	9.45	31	35	203	105	40		1	236	26.8	3.4
savi, /2/	9.6	31	35	202	105	50		1	62	11	2.9
savi, /2/	12.4	32	40	218	104	55		1	218	13.2	2.8
siltti, /3/				33		14		1	5000	10*	4.4
siltti, /3/				33		14		1	5000	10*	4.9
siltti, /3/				33		14		1	5000	10*	4.8
siltti, /3/				33		21		1	5000	10*	7.1
siltti, /3/				33		7		1	5000	10*	4.9
siltti, /3/				33		14		1	2500	10*	4.6
siltti, /3/				33		14		1	2500	10*	7.2
siltti, /3/				33		14		1	5000	10*	9.0
siltti, /3/				0		7		1	5000	10*	5.2
siltti, /3/				0		14		1	2271	10*	1.7
siltti, /3/				0		21		1	5000	10*	4.7
siltti, /3/				33		7		1	5000	10*	6.7
siltti, /3/				33		14		1	5000	10*	5.1

*Laskennallinen N_0 asetettu arvoon 10 ja ratkaistu r_u .

/1/ Laden savi, Horvli (1979)

/2/ Glavan savi, Langö (1991)

/3/ Siltti, Banverket, Teknisk Rapport BB 00:03

N_{alku} ; kuormitus syklien lukumäärä mittauksen alussa

N_{loppu} ; kuormitus syklien lukumäärä mittauksen lopussa

5.2.6 Huokospaineen kasvun arviointi käytännön hankkeissa stabiliteetti-tarkasteluihin

Uusilla ja sellaisilla perusparannetuilla radoilla, joissa penkereen painoa on lisätty, raskas liikenne voi aikaansaada pehmeissä savissa ja silteissä huokosvedenpaineen kumulatiivista kasvua junan ylityksen aikana. Kasvava huokosvedenpaine pienentää maan lujutta. Huokosvedenpaine voi kasvaa jonkin aikaa vielä ohituksen jälkeenkin, mutta purkautuu yleensä muutamissa minuuteissa junan ohituksen jälkeen. Vanhalla, muuttamattomalla ratapenkereellä myös ensi kertaa käyttöönotettava, aikaisempaa korkeampi akselikuorma voi aikaansaada kumulatiivista huokosvedenpaineen kasvua. Dynaamisen huokosvedenpaineen merkitys ratapenkereen vakavuuteen pienenee ajan mittaan, kun ratapenkereen mahdollisen painon lisäyksen aikaansaama staattinen huokosylipaine purkautuu ja penkereen alapuoliseen maapohjaan on kohdistunut riittävän monta kertaa junaliikenteen aikaansaama kumulatiivinen huokosylipaine.

Huokosvedenpaineen kasvu riippuu lähinnä telikuormista, penkereen kokonaispaksuudesta ja maapohjan ominaisuuksista penkereen alapuolella. Tavarajunien nopeuseroilla ei ole huokosvedenpaineen kasvun suuruuteen suurtakaan merkitystä. Raiteessa olevat paikalliset taipumat ja muut epäjatkuvuudet lisäävät kuitenkin huokosvedenpaineen kasvun paikallista riskiä lisäämällä maahan kohdistuvan toistuvan kuormituksen sysäysvoimia.

Huokosvedenpaine kasvaa sitä enemmän, mitä suurempia muodonmuutoksia maahan syntyy. Vakavuustarkastelussa kriittiset maakerrokset ovat tällöin liukupinnan aktiivivyöhykkeellä välittömästi penkereen alapuolella muutamien ylimpien metrien alueella. Mikäli aktiivivyöhykkeessä lujisuuden mobilisointisaste nousee yli arvon noin 0,6, riski huokospaineen kumulatiiviselle kasvulle on jo selkeästi olemassa. Mobilisointisaste on junakuormituksen ja pengerkuormituksen yhdessä aikaansaaman leikkausjännityksen suhde maan staattiseen leikkauslujuuteen. Mitä suurempi lujisuuden mobilisointisaste on, sitä pienemmällä akselimäärällä huokosvedenpainetta syntyy. Jos penkereen alapuolisen maan leikkauslujuus on alle 8 kPa, mobilisointisaste ylittää aktiivivyöhykkeellä arvon 1, jolloin maa joutuu penkereen alla suoraan murtotilaan. Toisaalta huokospaineen nousua ei merkittävämmässä määrin yleensä esiinny, kun maapohjan leikkauslujuus ylittää arvon 15...20 ja penkereen minimipaksuus ylittää arvon 1,5 m.

Savilla ja silteillä huokosvedenpaineen kasvun suuruuteen vaikuttavat maan mineralogisten ominaisuuksien, rakeisuuden, vesipitoisuuden, sensitiivisyyden ja plastisuuden lisäksi useat muutkin tekijät. Huokosvedenpaineen kasvua maa-materiaalikohtaisesti voidaan luotettavasti tutkia ainoastaan syklisillä kolmiakσιαalikokeilla. Suljetun tilan staattisilla kolmiakσιαalikokeilla määritetyille kitkan ja koheesion arvioilla voidaan suuruusluokalleen arvioida kumuloituvan huokosvedenpaineen suuruutta, kuten ilmenee liitteen 1 kuvaajista. Mikäli käytettävissä ei ole kolmiakσιαalikokeiden tuloksia, huokospaineen kasvua voidaan arvioida siipikairaus-tulosten perusteella likimääräisesti.

Junaliikenteen dynaamisuuden aikaansaama huokosveden ylipaine otetaan huomioon vakavuuslaskennoissa kuvan 35 diagrammeilla. Kuvan 35 kuvaajat on laskettu tavarajunalalle, jossa on 100 teliä akselikuormilla 250 kN. Sysäyskertoimeksi on oletettu 1,25. Tarkasteluiden taustalla ovat normaalisti konsolidoituneille saviille laboratoriossa määritettyjä kokemusperäisiä arvoja. Liejupitoisten ja hyvin pehmeiden savien suhteen seuraavassa esitetty menettely voi johtaa epävarmalla puolella olevaan lopputulokseen.

Kuvan 35 soveltaminen tehdään seuraavasti:

1. Arvioidaan penkereen kokonaispaksuus H tukikerroksen pinnasta penkereen alapintaan. Penkereen paksuutena voidaan huomioida karkearakeisista maa- materiaaleista tehtyt maalaatikot sekä pehmeiköillä maahan painunut osa penkereestä. Mikäli penkereen alapinnan taso vaihtelee, penkereen kokonais- paksuudeksi valitaan keskimääräinen etäisyys tukikerroksen pinnasta penkereen ala- pinnan keskimääräiseen tasoon sillä alueella, joka jää ratapölkkyjen päistä 45 asteen kaltevuudessa piirrettyjen viivojen sisälle. Mikäli penkereen alapuolella on selkeästi penkereen aikaansaaman kuorman suhteen ylikonsolidoitunut savikerros, kuiva- kuorikerroksen paksuus voidaan lisätä penkereen laskennalliseen kokonais- paksuuteen. Saadaan H .
2. Määritetään penkereen alapuolisen maan kitkakulma ja koheesio suljetussa tilassa (kolmiaksiaalikoee). Mikäli käytössä ei ole kolmiaksiaalikoetuloksia, voidaan lujuus- parametrit c ja ϕ määrittää huokospaineen kasvun arviointia varten likimäärin siipi- kairautuloksista. Määrittely tehdään (vain kumulatiivisen huokospaineen kasvun arvioimiseksi) taulukon 6 avulla olettamalla koheesioksi vakio $c = 8,5$ kPa ja määrittelemällä kuvaa 35 käytettäessä sovellettava kitkakulma ϕ^* .

Taulukko 6. Kitkakulman määrittäminen siipikairausleikkauslujuudesta kumulatiivisen huokosylipaineen arviointia varten. Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

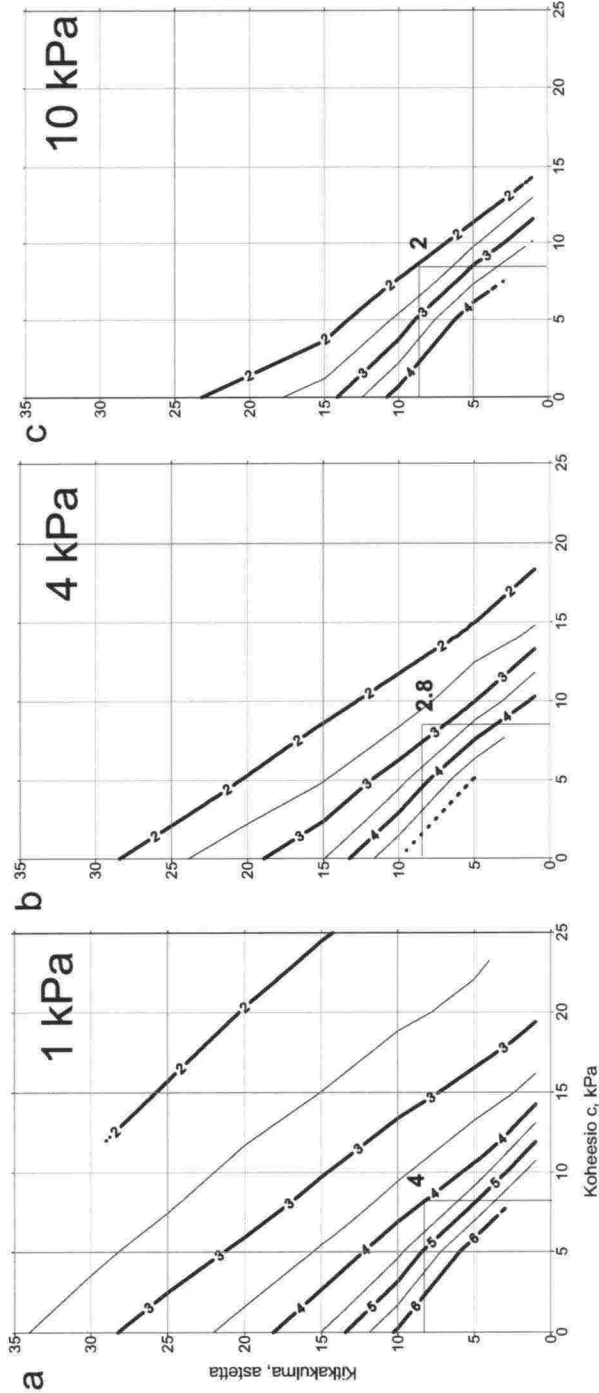
Siipikairausleikkaus- lujuus, KN/m ²	Koheesio c , kPa	Sovellettava kitkakulma ϕ^* , astetta
8.5	8.5	0
9	8.5	2
10	8.5	5.5
11	8.5	7.5
12	8.5	9
13	8.5	10.5
14	8.5	12
15	8.5	13.3
16	8.5	15

3. Määritetään kumulatiivinen huokospainevedenpainejakauma kuvasta 35. Maa- pohjan lujuusparametreja c ja ϕ (tai $c=8.5$ kPa ja ϕ^* ; käytössä vain siipi- kairauslujuuksia) käyttäen määritetään ne etäisyydet penkereen yläpinnasta, missä huokospaine saa arvon 1, 4, 10 kPa jne. Mikäli penkereen alapinnan tasolla kumulatiivinen huokosvedenpaine on enintään 4 kPa, kumuloituvan huokospaineen riskiä ei kohteessa tarvitse huomioida.
4. Huomioidaan kumuloituva huokosvedenpaine vakavuustarkastelussa. Vakavuus- den laskentaohjelmissa, joissa huokospaine voidaan antaa suoraan painearvona eri osissa laskettavaa leikkausta, voidaan laskelmissa käyttää suoraan kuvasta 35 määritettyjä arvoja. Mikäli käytetään laskentaohjelmia, joissa vedenpaine annetaan pohjavedenpinnan tasona, vedenpintaa nostetaan vakavuuslaskelmissa penkereen alapinnan tasossa määritettyä kumulatiivisen huokosveden painetasoa

vastaavalla määrällä (10 kPa vastaa 1 m vedenpinnan nousua). Vedenpinta voi tällöin nousta myös vettä johtavan pengermateriaalin sisälle. Nosto tehdään alueella, joka sijoittuu pölkkyjen päistä 45 asteen kaltevuudella vedettyjen viivojen sisäpuolelle, ks. kuva 35. Vakavuustarkastelu tehdään tästä eteenpäin tavanomaisella tavalla.

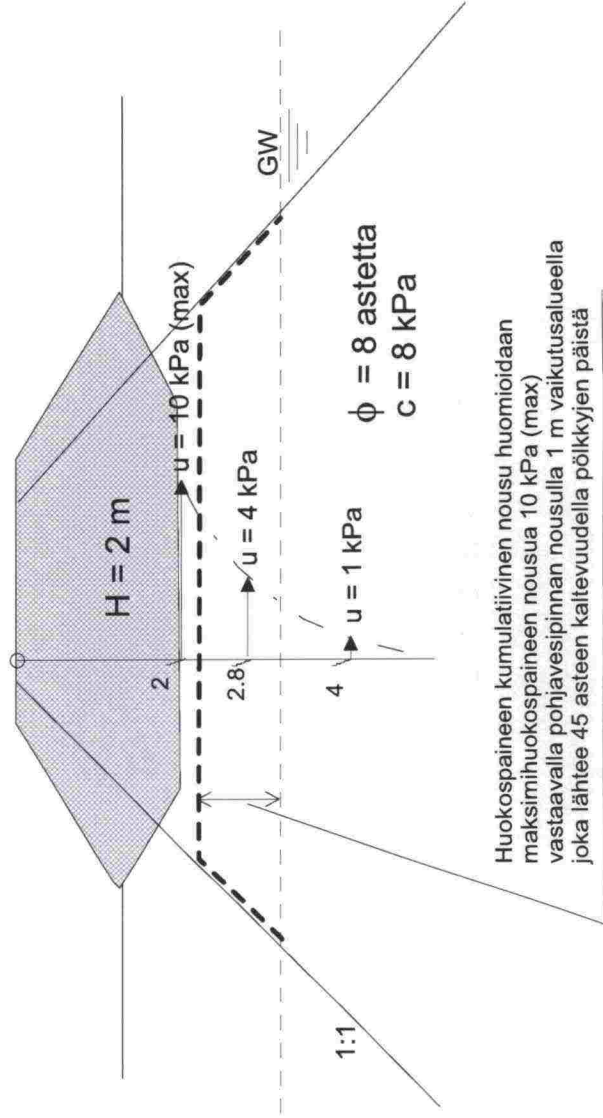
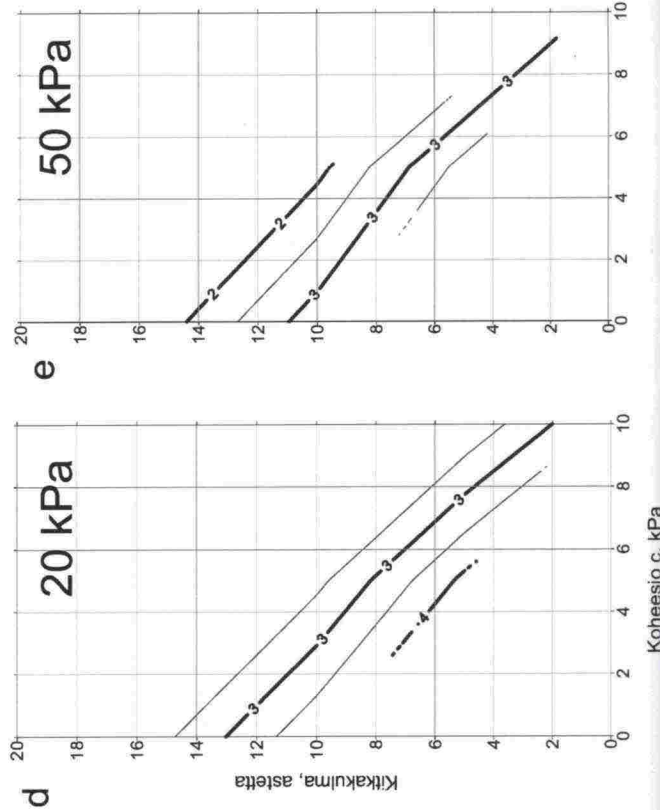
Nostettaessa ratapenkereen korkeutta aikaisemmin vallinneeseen tasoon verrattuna taikka muuten lisättäessä pengerkuorman suuruutta staattinen lisäkuorma aikaansaa maapohjaan staattisen, konsolidaation kehittymisen myötä pienentyvän huokosveden ylipaineen. Siinä vaiheessa, jossa staattinen huokosveden ylipaine ei vielä ole purkautunut, staattinen huokosveden ylipaine kasvattaa myös dynaamisen junakuorman aikaansaamaa leikkauslujuuden mobilisoitumisastetta. Tällöin myös kumulatiivinen, huokosveden ylipaine kasvaa enemmän kuin edellä ja kuvan 35 diagrammien perusteella on arvioitavissa. Staattinen huokosveden ylipaine huomioidaan kasvattamalla vastaavalla määrällä kuvan 35 diagrammeista saatavaa etäisyyttä penkereen yläpintaan. Esimerkiksi 20 kPa suuruinen staattinen huokosveden ylipaine penkereen alapuolella huomioidaan lisäämällä kuvan 35 etäisyyksiä määrällä $20/\gamma$. γ on maan märkätilavuuspaino. Tässä tapauksessa esimerkiksi kuvan 35 diagrammissa b 4 kPa vastaava etäisyys penkereen yläpinnasta saavutetaan 2,8 m sijasta etäisyydellä $2,8 + (20/17) = 4,0$ m penkereen yläpinnasta, jos maakerroksen märkätilavuuspaino on 17 kN/m^3 .

Kuva 35. Kumulatiivisen huokosylipaineen arviointi dynaamisen junakuormituksen seurauksena c-φ-vakavuusanalyysistä varten



Kumulatiivinen huokospaineen nousu junakuorman vaikutuksesta (100 teliä, staattinen akselikuorma 25 tonnia, maapohja savea taikka siltiä)

Penkereen paksuudeksi diagrammeja käytettäessä huomioidaan varsinaisen penkereen lisäksi karkearakeinen täyttö sekä penkereen alapuolella oleva mahdollinen kuivakuorikerros (OCR varmuudella yli 2)



Huokospaineen kumulatiivinen nousu huomioidaan maksimihuokospaineen nousua 10 kPa (max) vastaavalla pohjavesipinnan nousulla 1 m vaikutusalueella joka lähtee 45 asteen kaltevuudella pölkkyjen päistä

5.2.7 Kirjallisuusluettelo

- /1/ Lango, H. V, Cyclic shear modulus of natural intact clays. Doctor of Engineering Thesis. Norges Tekniske Högskole, Trondheim. 1991.
- /2/ Horvli, I., Dynamisk proving av leire for dimensjonering av veger. Norges Tekniske hogskole. Institutt for veg- og jernbanebygging. Meddelse nr. 20. October 1979. 166s. + tillegg. Liitteet
- /3/ Banverket, Teknisk Rapport BB 00:03. Tåglastens inverkan vid stabilitetsanalyser. FoU-projekt vid Banverket HK Bansystem, Slutrapport. Kopio.
- /4/ Koskinen, Mauri (2004), Turku–Uusikaupunki-rataosuuden km 222+600 matalan penkereen vasteanalyysi: huokospaineen kehitys ja tärinä. Raportti, Ratahallintokeskus, Helsinki
- /5/ Malmivaara, K-M., Saven huokospainekäyttäytyminen ja tärinän mallintaminen eri tietokoneohjelmilla, Diplomityö, Helsingin teknillinen korkeakoulu, R-os, 2004, 61 s + liitt.
- /6/ Mäkinen, T. (2003), Huokospaineen vaikutus ratapenkereen vakavuuteen. Diplomi-työ, Helsingin teknillinen korkeakoulu, R-os, 2003, 98 s+liitt.

RATAHALLINTOKESKUKSEN JULKAISUJA A-SARJASSA

- 1/2002 Ratarakenteen routasuojaus
- 3/2002 Rautatietasoristeysten turvaamis- ja poistostrategia 2020
- 4/2002 Rautateiden maanvaraiset pylväasperustukset, lisensiaatintutkimus
- 5/2002 Raiteentarkastus ja siinä ilmenevien virheiden analysointi välillä Kirkkonummi–Turku
- 6/2002 Kerava–Lahti-oikoradan sosiaalisten vaikutusten arviointi
- 7/2002 Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2025
- 8/2002 Puomillisten tasoristeysten turvallisuus
- 9/2002 Vartioimattomien tasoristeysten turvallisuus
- 10/2002 Ratarumpututkimus, mallinnus
- 1/2003 Katsaus Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämistoimintaan
- 2/2003 Instrumentation and Modelling of Railway Culverts
- 3/2003 Rautatieliikenteen onnettomuuksien ja vaaratilanteiden raportoinnin kehittäminen
- 4/2003 Henkilöliikenneasemien esteettömyyskartoituksen tuloksia
- 1/2004 Tavaraliikenteen ratapihavisio ja -strategia 2025
- 2/2004 Rautateiden kaukoliikenteen asemien palvelutaso ja kehittämistarpeet
- 3/2004 Rautatieinfrastruktuurin elinkaarikustannukset
- 4/2004 Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa
- 5/2004 Radan kulumisen rajakustannukset vuosina 1997–2002
- 6/2004 Marginal Rail Infrastructure Costs in Finland 1997–2002
- 7/2004 Ratakapasiteetin jakamisen vaatimukset ja liikenteen suunnittelun tila
- 8/2004 Stabiiliteetiltaan kriittiset ratapenkereet, esitutkimus
- 9/2004 Ratapenkereitten leveys ja luiskakaltevuus, esitutkimus
- 10/2004 Lähtökohtia ratapihojen kapasiteetin mittaamiseen
- 1/2005 Sähköratamaadoituksien perusteet – suojarakenteet, rakennukset ja laiturirakenteet
- 2/2005 Kerava–Lahti-oikoradan ennen-jälkeen vaikutusarviointi, ennen-vaiheen selvitys
- 3/2005 Ratatietojen kuvaaminen – ratatietokanta ja verkkoselostus
- 4/2005 Kaakkois-Suomen rataverkon tavaraliikenteen kehittäminen
- 1/2006 Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämisstrategia
- 2/2006 Rautatie ja sen vaarat osana lasten ympäristöä
- 3/2006 Matkustajainformaatiojärjestelmien arviointi Tampereen, Toijalan ja Hämeenlinnan rautatieasemilla
- 4/2006 Radan välityskyvyn mittaamisen ja tunnuslukujen kehittäminen
- 5/2006 Deformation behaviour of railway embankment materials under repeated loading. Literature review
- 6/2006 Research and Development Strategy of the Finnish Rail Administration
- 7/2006 Rautatieliikenne 2030 -suunnitelman lähtökohdat ja vaikutustarkastelut
- 8/2006 Vanhojen, paalutettujen ratapenkereiden korjaus
- 9/2006 Ratarakenteissa käytettävien kalliomurskeiden hienoneminen ja routimisherkyys. Kokeellinen tutkimusosuus



**RATAHALLINTOKESKUS
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN**

Julkaisija:
Ratahallintokeskus
Keskuskatu 8, PL 185, 00101 Helsinki
puh. 020 751 5111, fax 020 751 5100
www.rhk.fi

ISBN 952-445-165-4 (nid.)
ISBN 952-445-166-2 (pdf)
ISSN 1455-2604